

ANÁLISE SÍSMICA E PROPOSTA DE REFORÇO DE UMA ESTRUTURA DO SÉC. XIX SUJEITA A UMA REABILITAÇÃO PARCIAL

FILIPA INGHAM LOPES DE MENDONÇA

(Licenciada em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Orientador:

Doutor Paulo Henriques Mendes, (Prof. Adjunto do ISEL, Doutor)

Júri:

Presidente:

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

Vogais:

Ana Rita Faria C. Sousa Gião (Prof. Adjunta Convidada do ISEL, Doutora)

Paulo Jorge Henriques Mendes, (Prof. Adjunto do ISEL, Doutor)

DEZEMBRO DE 2015

Agradecimentos

Este trabalho é o culminar de um percurso de vários anos com várias peripécias. Em primeiro lugar, gostava de agradecer aos meus pais que todos os dias me fazem ver que, mesmo que uma situação não pareça favorável, existe sempre algo de positivo e algo a aprender com o que a vida nos dá. Este trabalho não teria sido possível sem o seu exemplo, contínuo apoio e estimulação para ir sempre um bocadinho mais longe.

Aos meus irmãos que, com as suas críticas construtivas me ajudam a pensar nas coisas com um enquadramento diferente e mais abrangente. Aos meus avós que me transmitem valores que influenciam muito a pessoa que sou hoje e com quem posso contar sempre que preciso.

Ao Eng.º Filipe Feio e ao Eng.º Pedro Delgado pela fantástica oportunidade de colaborar com a FTD Consultores de Engenharia sem a qual o tema deste trabalho não seria possível e por tudo o que me vão ensinando todos os dias.

Ao meu orientador, Doutor Paulo Mendes pela disponibilidade e apoio que demonstrou desde o início deste percurso, pela partilha de conhecimento e pelas contribuições motivadoras quando os ânimos estavam mais em baixo.

Aos meus amigos Susana Cruz, Sara Rocha, Vítor Clérigo, Ricardo Sepúlveda, Miguel Travessa, Jorge Agostinho, Pedro Silva, André Alegre, Alexandre Catarino e Filipe Ferreira que me acompanharam durante esta última parte do meu percurso académico sempre com muito boa disposição e cooperação.

Por fim, aos meus grandes amigos que me acompanham há muitos anos e que espero acompanhar por muitos mais - Constança Pinto Cardoso, Carmo Gomes Cardoso, Joana Mascarenhas, Joana Cruz Ferreira, Teresa Taborda, Madalena Vasconcelos Dias, Vasco Castelo Branco, João Ulrich e Gonçalo Abrantes.

Resumo

Numa primeira fase, este trabalho apresenta um enquadramento sobre o tema da sismicidade no mundo e em Portugal analisando a sismicidade histórica relevante no território nacional português, a sismicidade instrumental e o tema da prevenção sísmica. Além dos assuntos referidos anteriormente, é feita uma descrição da evolução da cidade de Lisboa até ao início do século XX e dos sistemas estruturais que povoam Lisboa.

Posteriormente são enumeradas quais as maiores vulnerabilidades do ponto de vista sísmico dos vários sistemas estruturais estudados neste trabalho e quais as melhores soluções com vista a mitigar tais vulnerabilidades. Finalmente, é feita uma abordagem à definição da acção sísmica e como é que esta é incorporada na análise estrutural de um edifício, quais as várias abordagens regulamentares que existem em Portugal e como se processa a verificação da segurança.

Em termos de reforço sísmico, são descritas as soluções e técnicas de reforço mais comuns tanto ao nível global como ao nível local das estruturas. Além disso, são também descritos quais os objectivos e quais as metodologias a considerar aquando a reabilitação de um edifício.

Para mostrar alguns dos aspectos antes referidos é analisado, no âmbito desta dissertação, um edifício que foi edificado numa época em que não existiam regulamentos para projectar estruturas resistentes aos sismos. Por esta razão, os edifícios dessa época são muito vulneráveis em termos sísmicos - vulnerabilidade essa que poderá ter sido agravada por intervenções de reabilitação não controladas a que o edifício tenha sido sujeito que, geralmente, não incluem obras de reforço sísmico.

O edifício em análise neste trabalho trata-se do Teatro Luís de Camões, para o qual se apresenta uma avaliação do comportamento estrutural recorrendo a um modelo numérico tridimensional desenvolvido no programa de cálculo automático SAP2000. A definição das propriedades geométricas dos elementos que constituem a estrutura foi feita através do Projecto de Execução elaborado pela FTD, Consultores de Engenharia, Lda. Relativamente às características mecânicas dos materiais e às acções estáticas e dinâmicas foi consultada a literatura da especialidade.

Este trabalho termina com a apresentação de um conjunto de medidas de reforço que foram propostas com base no que foi estudado na literatura da especialidade e pensando no caso concreto do edifício em análise.

Palavras chave: Sismo, reforço sísmico, Teatro Luís de Camões, vulnerabilidade sísmica, reabilitação.

Abstract

As a first step, this paper presents a framework on the topic of seismicity in the world and in Portugal by analysing historical seismicity in Portuguese national territory and instrumental seismicity, and the topic of seismic prevention. Besides these matters, a description is provided of the evolution of the city of Lisbon until the beginning of the 20th century and of the structural systems that populate Lisbon.

Next, the biggest vulnerabilities from the point of view of the seismic structural systems studied in this work are listed, as are the best solutions to mitigate such vulnerabilities. Lastly, an approach is made to the definition of seismic action and how it is incorporated into structural analysis of a building, of the various regulatory approaches that exist in Portugal and of how the safety verification is performed.

In terms of seismic reinforcement, a description is provided of the more common reinforcement solutions and techniques both overall and at the local level of the structures. There is also a description of the objectives and which methodologies to be considered during the rehabilitation of a building.

To show some of the aspects referred to earlier, a building is analysed within the scope of this dissertation that was built at a time when there were no regulations governing the design of earthquake-resistant structures. For this reason, buildings of this era are very vulnerable in seismic terms – a vulnerability that may have been further aggravated by uncontrolled rehabilitation work that often does not include seismic-reinforcement work.

The building under consideration in this work is the Luís de Camões theatre, for which an assessment is presented of its structural behaviour using a three-dimensional numerical model developed using the SAP2000 automatic calculation program. The geometric properties of the elements of the structure were defined using the Execution Project prepared by FTD, Consultores de Engenharia, Lda. Specialised literature was consulted in respect of the mechanical properties of the materials and of the static and dynamic actions.

This work ends with a presentation of a set of reinforcement measures that were proposed on the basis of the study of specialty literature, with the specific case of the building under analysis in mind.

Keywords: Earthquake, seismic reinforcement, Luís de Camões Theatre, seismic vulnerability, rehabilitation.

Índice

1	Introdução	1
1.1	Enquadramento do tema	1
1.2	Objectivos	3
1.3	Estrutura da organização do texto	4
2	Avaliação do comportamento sísmico de edifícios existentes	5
2.1	Considerações iniciais	5
2.2	Sismos – alguns conceitos essenciais	5
2.3	Sismicidade no mundo e em Portugal	7
2.3.1	Sismicidade histórica relevante	11
2.3.2	Sismicidade instrumental	14
2.3.3	Previsão sísmica e o próximo sismo de Lisboa	15
2.4	Reabilitação, conservação e reforço de edifícios	18
2.5	Parque habitacional (Lisboa/Portugal)	19
2.5.1	Evolução da cidade de Lisboa até ao final do séc. XIX	19
2.5.2	Sistemas estruturais mais comuns na cidade de Lisboa	24
2.6	Vulnerabilidade sísmica de edifícios	32
2.7	Acção sísmica	39
2.7.1	Tipos de terreno	41
2.7.2	Zonas sísmicas	42
2.7.3	Classes de importância	43
2.7.4	Representação da Acção Sísmica	44
2.7.5	Métodos de análise	45
2.7.6	Abordagens regulamentares da acção sísmica	48
2.7.7	Exigências de desempenho para estruturas existentes	50
2.7.8	Verificação da Segurança	52
2.8	Considerações finais	53
3	Reforço sísmico em estruturas existentes	55
3.1	Considerações iniciais	55
3.2	Objectivos e metodologias	55
3.3	Técnicas e estratégias de reforço	56
3.3.2	Considerações finais	68
4	Análise estrutural do Teatro Luís de Camões	69
4.1	Considerações iniciais	69
4.2	Descrição da estrutura em análise	69
4.2.1	Caracterização geral do edifício	69

4.2.2	Estado de conservação do edifício.....	71
4.2.3	Elementos Estruturais.....	73
4.3	Modelação da estrutura.....	75
4.3.1	Método numérico dos elementos finitos	75
4.3.2	Características mecânicas dos materiais.....	76
4.3.3	Consideração da massa da estrutura.....	78
4.3.4	Elementos estruturais.....	79
4.4	Regularidade Estrutural	79
4.5	Acções actuantes	80
4.5.1	Acções Estáticas	80
4.5.2	Acção Sísmica.....	81
4.6	Combinações de acções	87
4.7	Simplificações adoptadas na modelação	88
4.8	Análise sísmica.....	90
4.8.1	Requisitos das estruturas	90
4.8.2	Análise Modal	91
4.8.3	Efeitos acidentais de torção.....	92
4.8.4	Efeitos de 2ª ordem.....	95
4.9	Verificação da segurança à acção sísmica.....	96
4.9.1	Paredes de alvenaria	97
4.9.2	Estrutura de betão armado.....	109
4.10	Considerações finais	124
5	Proposta de reforço sísmico	125
5.1	Considerações iniciais	125
5.2	Métodos de reforço aplicados na estrutura em análise	125
5.2.1	Reforço da cobertura de madeira	125
5.2.2	Reforço das paredes de alvenaria.....	127
5.3	Proposta de reforço adicional da estrutura	128
5.3.1	Soluções de reforço ao nível global.....	129
5.3.2	Soluções de reforço ao nível local	130
5.4	Considerações finais	131
6	Conclusões e perspectivas futuras.....	133
6.1	Principais conclusões.....	133
6.2	Perspectivas futuras	133

Índice de Figuras

Figura 1.1 População Mundial (previsão) entre 1950 e 2050, adaptado de (<i>World Population 1950-2050</i> , 2009)	1
Figura 1.2 Divisão da quantidade de edifícios construídos em Lisboa segundo legislação anti-sísmica, adaptado de (Estatística, 2011).....	2
Figura 1.3 Planta de arquitectura com a localização das asnas	3
Figura 2.1 Esquema ilustrativo de um sismo, adaptado de (LNEC, 2005c).....	5
Figura 2.2 Exemplo de propagação das ondas P (em cima) e das ondas S (em baixo) adaptado de (LNEC, 2005a).....	6
Figura 2.3 Exemplo de propagação das ondas L (em cima) e das ondas R (em baixo), adaptado de (LNEC, 2005a).....	6
Figura 2.4 Mapa da sismicidade global, adaptado de (Reis, 2013).....	8
Figura 2.5 Mapa-mundo com a identificação das placas tectónicas, adaptado de (LNEC, 2005d).....	8
Figura 2.6 Enquadramento do território nacional no contexto das placas tectónicas, adaptado de (LNEC, 2005g)	9
Figura 2.7 Zonas sismogénicas da zona envolvente do território continental de Portugal (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008).....	10
Figura 2.8 Sismicidade registada no Continente e regiões adjacentes (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)	12
Figura 2.9 Isossistas do sismo de 1755 (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008).....	13
Figura 2.10 Zonamento sísmico estabelecido na NP EN1998 (dir.) e no RSA (esq.), adaptado de (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c) e de (Comunicações, sem data).....	14
Figura 2.11 Percentagem de edifícios colapsados para um sismo de 1755, ocorrendo nos dias de hoje segundo projecções efectuadas pelo Simulador do LNEC (2005). Encontram-se também assinaladas as percentagens de edifícios com danos ligeiros, moderados e danos severos na AML, adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008).....	17
Figura 2.12 Percentagem de edifícios colapsados para um sismo de 1755, ocorrendo nos dias de hoje segundo projecções efectuadas pelo Simulador do LNEC (2005). Encontram-se também assinaladas as percentagens de edifícios com danos ligeiros, moderados e danos severos no concelho de Lisboa (em baixo), adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)	18
Figura 2.13 Malha urbana de Lisboa no século XVII, adaptado de (Andrade, 2011)	20
Figura 2.14 Planta de Lisboa arruinada pelo terramoto de 1755, adaptado de (Santos de Carvalho & Mardel, 1909)	20
Figura 2.15 Plano de reconstrução da Baixa Lisboaeta, adaptado de (Ribeiro, 1993)	21
Figura 2.16 Planta Geral da Cidade de Lisboa em 1903, adaptado de (Ressano Garcia, 1989)	22
Figura 2.17 Evolução das tipologias construtivas correntes do edificado de Lisboa. [1 e 2 - Anteriores a 1755; 3 - Pombalino; 4 - “Gaioleiro”; 5 – Edifícios da 1ª fase do betão armado; 6 – Edifícios da 2ª fase do betão armado, 7 - Edifícios contemporâneos de betão armado e/ou pré-esforçado (Cóias, 2010).....	24
Figura 2.18 Tipologias construtivas na região de Lisboa (As cores indicam a predominância de uma determinada época construtiva. A época anterior ao sismo de 1755 corresponde sensivelmente à cidade de Lisboa naquela época), adaptado (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)	25
Figura 2.19 Abaulamento de paredes de alvenaria (Lamego, 2014).....	26
Figura 2.20 Alçado do edifício de uma rua principal (sentido S-N), da autoria de Eugénio Santos (França, 1987)	26
Figura 2.21 Modelos esquemáticos de um edifício construídos através do sistema de gaiola pombalina ..	27
Figura 2.22 Danos em alguns edifícios de alvenaria no centro histórico de L’ Aquilla (Romão et al., sem data).....	33
Figura 2.23 Estrutura de alvenaria sujeita a um sismo sem o efeito de diafragma dos pisos (caso A) e com o efeito de diafragma dos pisos (caso B), adaptado de (LNEC, 2005e)	34
Figura 2.24 Oscilador de 1 GL, adaptado de (Appleton, 2013)	40

Figura 2.25 Espectro de resposta, adaptado de (Mendes, 2012)	41
Figura 2.26 Zonas sísmicas de Portugal Continental para a acção sísmica do tipo 1 (esq.) e acção sísmica para a acção do tipo 2 (dta.) segundo a EN 1998 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c).....	43
Figura 2.27 Espectros de resposta elástica para a Acção Sísmica Tipo 1 e Tipo 2 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c)	44
Figura 3.1 Reforço das ligações entre elementos estruturais, adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)	57
Figura 3.2 Soluções de ligação entre paredes (zona dos cantos), adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)	58
Figura 3.3 Utilização de tirantes para absorver as componentes horizontais dos impulsos (1/2), adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008).....	58
Figura 3.4 Utilização de tirantes para absorver as componentes horizontais dos impulsos (2/2), adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008).....	59
Figura 3.5 Reforço dos arcos e colocação de tirantes nos contrafortes, adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008).....	59
Figura 3.6 Utilização de tirantes para garantir a ligação entre paredes (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)	60
Figura 3.7 Exemplo de reforço de ligações entre paredes através de tirantes curtos, adaptado de (Lamego, 2014)	60
Figura 3.8 Reforço da cobertura e do apoio desta nas paredes de alvenaria, adaptado (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008).....	61
Figura 3.9 Exemplo de aplicação de um lintel no topo de paredes de alvenaria existente	61
Figura 3.10 Injecção em paredes de alvenaria, adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008).....	63
Figura 3.11 Injecção em paredes de alvenaria (corte transversal), adaptado de (Lamego, 2014)	63
Figura 3.12 Reforço de paredes de alvenaria com recurso a malha de inox aplicada nas duas faces da parede, adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008).....	64
Figura 3.13 Exemplo de aplicação de conectores fixos através de meios mecânicos, adaptado de (Lamego, 2014)	65
Figura 3.14 Exemplo de encamisamento com betão armado num pilar rectangular, adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008).....	66
Figura 3.15 Exemplo de encamisamento metálico de um pilar circular, adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008).....	66
Figura 3.16 Exemplo de encamisamento com recurso a mantas de carbono de um pilar rectangular, adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008).....	67
Figura 3.17 Exemplo de reforço de uma laje nervurada recorrendo a chapas metálicas	68
Figura 4.1 Planta do edifício com a identificação dos espaços que o constituem (s/ escala)	70
Figura 4.2 Corte do edifício com a identificação dos espaços que o constituem (s/ escala)	71
Figura 4.3 Modelo em 3D das paredes de alvenaria (CSI America, 2014).....	73
Figura 4.4 Esquema ilustrativo do alçado das paredes de empena do teatro Luís de Camões (s/ escala) ...	73
Figura 4.5 Esquema ilustrativo das asnas de madeira sem reforço estrutural (esquerda) e com reforço estrutural (direita) da cobertura da zona da plateia (s/ escala)	74
Figura 4.6 Espectro de resposta elástico para a estrutura em análise	83
Figura 4.7 Espectro de cálculo para a análise elástica para a AST1 e para a AST2	86
Figura 4.8 Parte da planta do piso à cota +5,68 m junto à zona da caixa de escadas (s/ escala)	89
Figura 4.9 Identificação dos pontos analisados para o cálculo do coeficiente de sensibilidade, θ	96
Figura 4.10 Alinhamentos das paredes analisados do edifício em análise	97
Figura 4.11 Pontos analisados para a verificação da segurança à acção sísmica das paredes de alvenaria	98
Figura 4.12 Fachada principal do edifício em análise	105
Figura 4.13 Diagrama de tensões verticais a parede de alvenaria da fachada principal devido às acções verticais quase-permanentes (kPa)	106
Figura 4.14 Diagrama de tensões verticais a parede de alvenaria da fachada principal devido à combinação sísmica (compressão máxima – kPa)	107

Figura 4.15 Diagrama de tensões verticais a parede de alvenaria da fachada principal devido à combinação sísmica (tracção máxima – kPa)	107
Figura 4.16 Diagrama de tensões de corte da parede de alvenaria da fachada principal devido à combinação sísmica (kPa)	108
Figura 4.17 Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal em pilares (Comité Européen Pour la Normalisation, 2010c)	116
Figura 4.18 Identificação do pilar analisado na planta à cota +5,68.....	117
Figura 4.19 Identificação da viga V5.2 analisada na planta à cota +5,68	121
Figura 4.20 Alçado da viga V5.2 (s/escala).....	122
Figura 5.1 Reforço da cobertura de madeira da zona da entrada e da zona da plateia (planta, s/ escala) .	125
Figura 5.2 Reforço da cobertura de madeira da zona da entrada e da zona da plateia (corte transversal das treliças de madeira reforçadas, s/ escala).....	126
Figura 5.3 Corte 1:1 indicado na figura anterior	126
Figura 5.4 Viga periférica que melhora a ligação entre a cobertura de madeira e as paredes periféricas de alvenaria resistente	127
Figura 5.5 Pormenores de reforço das paredes de alvenaria nas zonas de parede que se encontram desagregadas ou com elementos soltos.....	128
Figura 5.6 Pormenores de reforço das paredes de alvenaria nas zonas onde existe a necessidade de reparação de fendas em paredes e tectos.....	128
Figura 5.7 Zonas onde poderiam ser aplicados tirantes longos de forma a melhorar o comportamento global da estrutura.....	129
Figura 5.8 Zonas onde poderiam ser aplicados tirantes curtos de forma a melhorar o comportamento global da estrutura.....	129
Figura 5.9 Fotografia do alçado frontal do teatro Luís de Camões, Calçada da Ajuda.	130

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 Quadro-resumo das vulnerabilidades de cada sistema estrutural de alvenaria (Cóias, 2010) ...	34
Tabela 2.2 Principais problemas resultantes da irregularidade em planta e em altura de edifícios (FEMA, 2006)	36
Tabela 2.3 Principais problemas resultantes da irregularidade em planta e em altura de edifícios (FEMA, 2006)	37
Tabela 2.4 Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas definidas para Portugal (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c).....	42
Tabela 2.5 Classes de importância para os edifícios (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c).....	43
Tabela 2.6 Coeficientes de importância para a Acção Sísmica Tipo 1 e Tipo 2 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c)	44
Tabela 2.7 Períodos de retorno e probabilidades de excedência para cada Estado Limite (Comité Europeu Para a Normalização, 2004).....	50
Tabela 2.8 Níveis de conhecimento e métodos de análise e factores de confiança correspondentes	51
Tabela 4.1 Resumo das características dos materiais adoptados.....	78
Tabela 4.2 Valores das acções estáticas actuantes na estrutura em estudo	80
Tabela 4.3 Valor de cálculo da aceleração à superfície (a_g) para a Acção Sísmica Tipo 1 e Tipo 2	82
Tabela 4.4 Valores dos parâmetros que permitem definir o espectro de reposta elástico para a AST1 e AST2, adaptado de (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c).....	83
Tabela 4.5 Valores do coeficiente de solo para a AST1 e AST2	83
Tabela 4.6 Valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta vertical para a Acção Sísmica Tipo 1 e Tipo 2, adaptado de (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c).....	84
Tabela 4.7 Valores da aceleração vertical para a AST1 e para a AST2	84
Tabela 4.8 Parâmetros para definir o espectro de cálculo para a AST1 e para a AST2	86
Tabela 4.9 Coeficientes de segurança para as acções permanentes e variáveis (Comité Europeu Para a Normalização, 2009a)	88
Tabela 4.10 Coeficientes parciais de segurança para as acções variáveis (Comité Europeu Para a Normalização, 2009a)	88
Tabela 4.11 Combinações de acções utilizadas na modelação da estrutura no programa SAP2000 (CSI America, 2014).....	88
Tabela 4.12 Factores de participação de massa dos modos de vibração 40, 45 e 50.....	92
Tabela 4.13 Valores do período fundamental para cada uma das direcções principais	92
Tabela 4.14 Tabela com as excentricidades acidentais da massa de cada um dos pisos, na direcção X e Y	93
Tabela 4.15 Determinação da força de corte sísmica na base da estrutura para a AST1	93
Tabela 4.16 Determinação da força de corte sísmica na base da estrutura para a AST2.....	93
Tabela 4.17 Determinação da força horizontal actuante em cada piso e respectivo momento torsor acidental, para a AST1	94
Tabela 4.18 Determinação da força horizontal actuante de cada piso e respectivo momento torsor acidental, para a AST2	94
Tabela 4.19 Centro de rigidez de cada um dos pisos da estrutura	95
Tabela 4.20 Deslocamentos nas duas direcções principais consideradas para os alinhamentos de A a F ..	99
Tabela 4.21 Deslocamentos nas duas direcções principais consideradas para os alinhamentos de G a J .	100
Tabela 4.22 Verificação da segurança em relação aos deslocamentos relativos (xx) entre pisos das paredes de alvenaria segundo o Eurocódigo 8 (Alinhamentos A a F).....	100
Tabela 4.23 Verificação da segurança em relação aos deslocamentos relativos (xx) entre pisos das paredes de alvenaria segundo o Eurocódigo 8 (Alinhamentos de G a J)	101
Tabela 4.24 Verificação da segurança em relação aos deslocamentos relativos (yy) entre pisos das paredes de alvenaria segundo o Eurocódigo 8 (Alinhamento A a F)	101
Tabela 4.25 Verificação da segurança em relação aos deslocamentos relativos (yy) entre pisos das paredes de alvenaria segundo o Eurocódigo 8 (Alinhamento G a J).....	102

Tabela 4.26 Limites estabelecidos para o ângulo de distorção entre pisos segundo a norma FEMA356/357 (FEMA, 2000)	102
Tabela 4.27 Ângulos de distorção ao nível dos vários pisos segundo a direcção xx e comparação com os limites estabelecidos no regulamento FEMA 356/357 (FEMA, 2000)	103
Tabela 4.28 Ângulos de distorção ao nível dos vários pisos segundo a direcção yy e comparação com os limites estabelecidos no regulamento FEMA 356/357 (FEMA, 2000)	104
Tabela 4.29 Limites de segurança admissíveis para as tensões de compressão, de tracção e de corte.....	105
Tabela 4.30 Critérios de verificação aos estados limite segundo o Eurocódigo 8, parte 3 (Comité Europeu Para a Normalização, 2004).....	109
Tabela 4.31 Coeficientes de importância para os Estados Limite	110
Tabela 4.32 Deformações de cedência do pilar P4	117
Tabela 4.33 Deformações últimas e exigências do pilar P4	118
Tabela 4.34 Verificação da segurança aos três Estados Limite definidos no Eurocódigo 8, Parte 3 (Comité Europeu Para a Normalização, 2004).....	118
Tabela 4.35 Esforço transversal resistente $V_{Rd,s}$ do pilar P4	118
Tabela 4.36 Esforço transversal resistente $V_{Rd,c}$ do pilar P4	119
Tabela 4.37 Esforço transversal resistente máximo do pilar P4	119
Tabela 4.38 Taxa Momento/Esforço Transversal (L_v) e a relação L_v/h para o pilar P4	119
Tabela 4.39 Exigência de ductilidade em deslocamento para o pilar P4	119
Tabela 4.40 Esforço transversal cíclico do pilar P4	120
Tabela 4.41 Esforço transversal cíclico máximo do pilar P4	120
Tabela 4.42 Força de corte para o pilar P4	120
Tabela 4.43 Verificação da segurança ao ELCE do pilar P4.....	121
Tabela 4.44 Taxas de armadura mecânica de tracção e de compressão da viga V5.2	122
Tabela 4.45 Deformações de cedência da viga V5.2	122
Tabela 4.46 Deformações últimas e exigências da viga V5.2	122
Tabela 4.47 Deslocamentos nas secções para os vários estados limite preconizados na terceira parte do Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2004)	123
Tabela 4.48 Verificação à segurança ao ELLD, ELDS e ELCE como prescrito pelo Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2004).....	123

1 Introdução

1.1 Enquadramento do tema

A população mundial actual é de, aproximadamente 7,2 biliões de pessoas - com um crescimento estimado de 1 bilião nos próximos 12 anos. Segundo um relatório das Nações Unidas, em 2050 este número poderá chegar aos 9,6 biliões de pessoas, como se pode ver na Figura 1.1 (United Nations, 2013). Segundo este mesmo relatório, o crescimento populacional pode ser dividido em dois grandes grupos. Temos um primeiro grupo – o grupo dos países desenvolvidos – onde se verifica uma estagnação do crescimento e, um segundo grupo (países menos desenvolvidos) onde o crescimento tem um aumento muito acentuado.

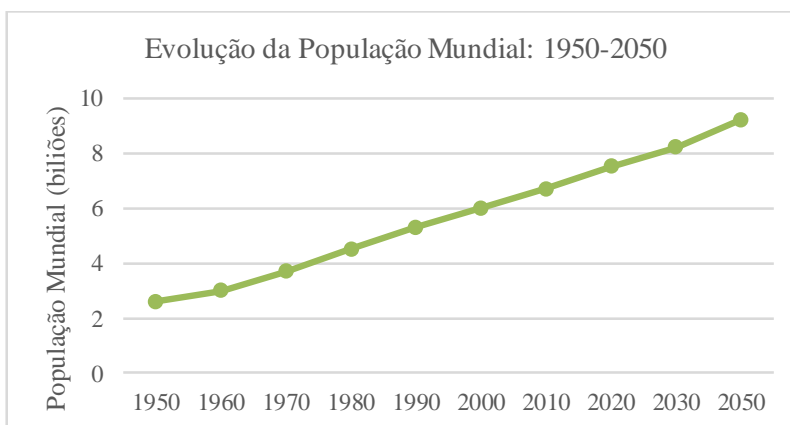


Figura 1.1 População Mundial (previsão) entre 1950 e 2050, adaptado de (*World Population 1950-2050*, 2009)

O crescimento da população mundial está intimamente ligado ao futuro da construção a nível mundial, devido às necessidades que irão surgir em algumas zonas do planeta. O panorama da construção irá dividir-se em dois grandes pólos - a necessidade de construção nova nos países menos desenvolvidos onde não existem infra-estruturas capazes de servir uma população crescente e cada vez mais exigente, e a necessidade de manter e reabilitar as infra-estruturas que já existem nos países desenvolvidos, onde a população é igualmente exigente. Não é possível, nem sustentável, continuar a construir tudo de novo sem pensar nas consequências que esses actos irão provocar no futuro.

Hoje em dia, não há qualquer dúvida que o planeta apresenta alterações climáticas devido ao comportamento que a espécie humana levou nos últimos dois séculos e, por isso, tais comportamentos devem ser alterados. A sustentabilidade do sector da construção no futuro terá que passar pela manutenção e reabilitação das estruturas existentes, tanto do ponto de vista estrutural como do ponto de vista do conforto. A reabilitação do parque habitacional e de infra-estruturas das grandes cidades é vantajosa por várias razões:

- *Ambientais*: Permite uma moderação na expansão dos terrenos construídos, o que leva a uma moderação na poluição ambiental e sonora, à protecção da fauna e flora das zonas circundantes às grandes cidades e um diminuir da quantidade de recursos naturais utilizados;
- *Sociais*: Melhora as condições de segurança e conforto relativamente ao uso das estruturas, permite a revitalização dos centros urbanos e o seu resultado final gera uma melhor qualidade de vida da população, sem o uso desenfreado de recursos naturais;

- *Económicas*: Estimula a economia através da criação de um nicho de mercado com grande potencial.

A necessidade de reabilitar as cidades em que vivemos tem vindo a aumentar à medida que o tecido urbano vai envelhecendo. Em cidades onde a ocorrência de um sismo é uma realidade, a reabilitação deverá passar por analisar a sua vulnerabilidade sísmica e, numa fase seguinte minimizar da melhor forma possível tal vulnerabilidade.

Em Portugal, as primeiras medidas anti-sísmicas datam do tempo do Marquês de Pombal e surgiram da necessidade de reconstruir Lisboa depois do sismo de 1755. Após a reconstrução de Lisboa, o sismo e suas consequências caíram no esquecimento tal como as medidas que garantiam o bom comportamento dos edifícios.

Hoje em dia, com a enorme disponibilidade de tecnologia e conhecimento, é possível impedir colapsos em grande escala no que toca a estruturas novas. Tal não é possível para estruturas existentes que tenham sido construídas antes da existência de regulamentação anti-sísmica (o primeiro regulamento português anti-sísmico data de 1958). Uma grande percentagem dos edifícios de Lisboa é em alvenaria de pedra e, muitos deles, não estão preparados para responder com segurança às exigências dos regulamentos actuais.

Com a explosão de construção nova que se deu entre os anos 80 e os anos 90 houve um abandono dos centros urbanos - estes passaram a ser um local de trabalho em vez de um local de habitação. Hoje em dia, há uma enorme vontade de voltar a habitar o centro das grandes cidades portuguesas e, por isso, o mercado da reabilitação está a crescer porque é nestas zonas históricas onde os edifícios mais degradados e com necessidade de reabilitação se encontram.

Na cidade de Lisboa, estima-se que cerca de 30% dos edifícios necessitam de intervenções, onde 5% (aproximadamente 7 500) dos casos apresentam um estado de conservação muito degradado, em termos estruturais – um panorama a considerar se for tido em conta que a área metropolitana de Lisboa e Vale do Tejo é uma zona de elevado risco sísmico. Por esta razão, a segurança de grande parte da população portuguesa está fortemente ligada à segurança das estruturas relativamente à acção sísmica e em muitos casos, em risco. Na Figura 1.2 pode-se observar que existe uma enorme quantidade de edifícios que foram construídos antes de existir qualquer tipo de legislação anti-sísmica o que, no caso de ocorrer um sismo, pode gerar um cenário com consequências gravosas, para não dizer catastróficas.

Edifícios construídos em Lisboa ao abrigo da legislação anti-sísmica

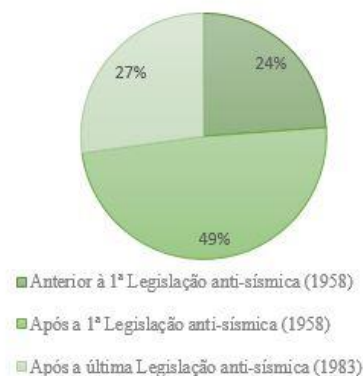


Figura 1.2 Divisão da quantidade de edifícios construídos em Lisboa segundo legislação anti-sísmica, adaptado de (Estatística, 2011)

Reavaliar a forma como as estruturas e as cidades têm sido pensadas é imperativo porque o caminho terá que passar por soluções mais sustentáveis tanto a nível ambiental como a nível económico, sem que a segurança estrutural dos edifícios fique comprometida. Por isso, o estudo aprofundado do comportamento sísmico de edifícios existentes e do seu consequente reforço terá que ter um lugar na fila da frente.

A análise e estudo de estruturas existentes devem ter em conta a regulamentação em vigor na data da sua construção, principalmente se o estudo incidir na análise da resposta de estrutura sujeitas a acções sísmicas pois os antigos regulamentos (Regulamento de Segurança e Acções (RSA) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP)), hoje em dia, encontram-se desactualizados e com algumas omissões face aos conhecimentos actuais sobre esta área de estudo de estruturas de engenharia civil.

1.2 Objectivos

O presente trabalho tem como objectivo principal, aprofundar o tema da reabilitação e reforço sísmico de edifícios. Para uma melhor compreensão sobre este assunto irá ser estudado o Teatro Luís de Camões, situado na Calçada da Ajuda nº 76/80, Lisboa.

Trata-se de um edifício cuja construção terá sido finalizada em Junho de 1880, apresentando uma planta rectangular inserida num lote com uma área de dimensões 13,16 m × 36,76 m, tal como se mostra na Figura 1.3.

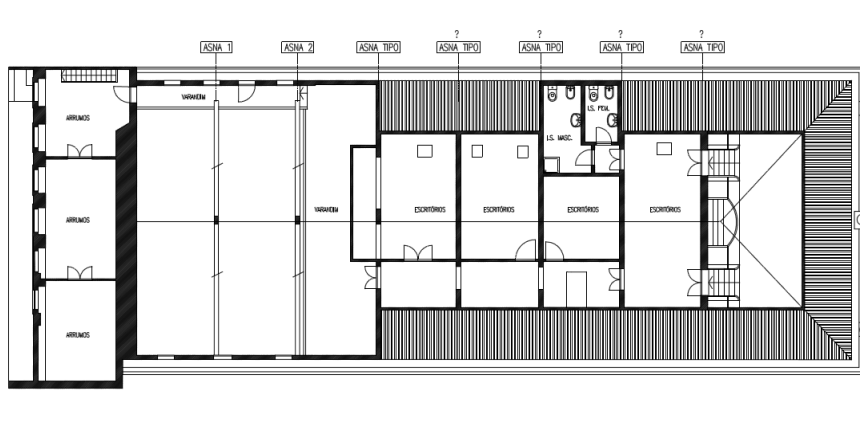


Figura 1.3 Planta de arquitectura com a localização das asnas

O mau estado de conservação da estrutura da cobertura, associado a intervenções pouco criteriosas, realizadas ao longo da vida da estrutura, levaram à necessidade de uma intervenção de grande envergadura.

Neste contexto são estabelecidos para a realização deste trabalho os seguintes objectivos parcelares:

- Apresentar um cenário sobre a sismicidade no mundo e no território nacional;
- Descrever os impactos dos sismos em estruturas de engenharia civil;
- Apresentar o panorama relativamente ao parque habitacional em Portugal e mais concretamente em Lisboa, descrevendo as várias tipologias construtivas existentes;
- Expor os sistemas estruturais mais comuns existentes em Lisboa;

- Abordar as principais soluções de reforço estrutural nomeadamente em relação à acção sísmica;
- Discutir alguns aspectos relativos à aplicação do RSA vs. EC8 e apresentar as suas principais diferenças, enumerando as vantagens e desvantagens de cada uma das abordagens regulamentares;
- Averiguar a vulnerabilidade sísmica da estrutura em estudo;
- Apresentar as várias soluções de reforço aplicadas à estrutura em estudo e outras soluções que poderiam também ser aplicadas.

1.3 Estrutura da organização do texto

Este trabalho está organizado em 6 capítulos em que, no primeiro capítulo se pretende fazer um enquadramento do tema em estudo – análise de estruturas existentes quando sujeitas a uma acção sísmica e quais as várias hipóteses de reforço estrutural, quais as motivações para estudar este tema, quais os objectivos gerais do trabalho e descrição da sua estrutura.

No 2º capítulo é feita uma abordagem da sismicidade no mundo e no território continental português, qual a evolução e o panorama do parque habitacional da cidade de Lisboa. São descritas as maiores vulnerabilidades sísmicas do ponto de vista estrutural das várias tipologias construtivas que existem em Lisboa e quais as formas de abordar o efeito da acção sísmica na estrutura. Por fim, são analisadas as grandes diferenças entre a regulamentação existente na análise de estruturas quando sujeitas à acção sísmica (Regulamento de Segurança e Acções (RSA) e Eurocódigo 8 (EC8)).

No terceiro capítulo são abordadas as técnicas de reforço mais comuns tanto ao nível global como ao nível local de uma estrutura. Além disso são também abordados os objectivos e metodologias a considerar aquando um projecto de reforço estrutural.

Após esta abordagem teórica, surge o capítulo 4 que consiste no estudo de uma estrutura do século XIX que, devido ao mau estado de conservação, foi sujeita a uma intervenção a grande escala de forma a garantir a segurança estrutural. Neste capítulo é feita a modelação da estrutura, é estudado o comportamento da estrutura em questão quando sujeita à acção sísmica regulamentar e por fim, são analisados os resultados dessa análise.

Após a análise da estrutura em questão face à acção sísmica, no capítulo 5 são descritas todas as soluções de reforço previstas pelo projecto de execução da FTD, Consultores de Engenharia. Posteriormente são propostas algumas soluções de reforço para que a estrutura apresente um melhor comportamento estrutural.

No capítulo final são feitas as considerações finais sobre este trabalho e abordam-se as possíveis perspectivas futuras sobre o mesmo.

2 Avaliação do comportamento sísmico de edifícios existentes

2.1 Considerações iniciais

No presente capítulo pretende-se, numa primeira fase, explicitar alguns conceitos essenciais no que diz respeito a sismos e sismicidade no mundo e em Portugal. Posteriormente é feita uma análise do tema da reabilitação no geral e qual o seu âmbito em termos construtivos e em termos estruturais. É feita uma descrição do parque habitacional da cidade de Lisboa onde é descrita a sua evolução como cidade e quais as tipologias estruturais mais correntes nesta zona do país.

É abordada a vulnerabilidade das várias tipologias estruturais sem que seja feito um reforço da estrutura e por fim, são evidenciadas as maiores diferenças quando são comparados os regulamentos portugueses (RSA/REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado)) e as normas europeias e quais as abordagens de cada regulamentação tanto em termos de filosofia como em termos de análise propriamente dita.

2.2 Sismos – alguns conceitos essenciais

2.2.1.1 Sismo – um fenómeno natural

Um sismo é uma libertação repentina de energia elástica de deformação acumulada numa zona específica da crosta terrestre, que se propaga através de ondas. Grande parte dos sismos que ocorrem no planeta Terra tem origem tectónica (cerca de 95%), onde dois blocos de material se deslocam ao longo de uma falha quando são submetidos a um determinado conjunto de forças. A energia acumulada é libertada quando o material entra em ruptura, ou seja, o limite de resistência à deformação é atingido. Os restantes 5% de sismos que ocorrem no planeta podem ser causados por vulcanismo (deslocação do magma), pelo abatimento de cavidades ou por explosões causadas pelo Homem.

O foco ou hipocentro de um sismo é o local em profundidade onde se dá a libertação de energia de deformação acumulada e a propagação das ondas sísmicas, como se pode ver na Figura 2.1. A projecção do hipocentro na superfície terrestre é designado como epicentro e, é o ponto onde o sismo tem maior intensidade.

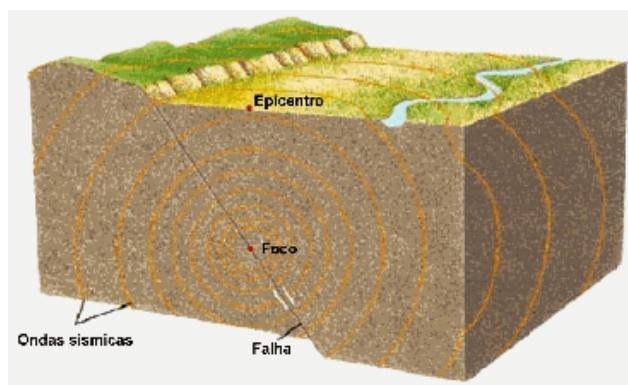


Figura 2.1 Esquema ilustrativo de um sismo, adaptado de (LNEC, 2005c)

2.2.1.2 Método de propagação de um sismo

A energia libertada por um sismo é libertada através de ondas sísmicas que podem ser de 2 tipos;

- Ondas volúmicas;
- Ondas superficiais.

As ondas volúmicas podem ser subdivididas em dois tipos – as ondas primárias, mais conhecidas como ondas P e as ondas secundárias conhecidas como ondas S.

As ondas P são ondas onde o movimento principal dá-se segundo a direcção de propagação da onda e se propagam em qualquer meio físico (sólido, líquido e gasoso). São designadas por ondas primárias porque são as ondas com maior velocidade de propagação e, por isso, as primeiras a atingir a superfície terrestre. As ondas S têm uma velocidade de propagação mais baixa que as ondas P e propagam-se apenas em meio sólido. São ondas de cisalhamento, ou seja, o movimento principal do terreno dá-se segundo a direcção transversal à direcção de propagação. Na Figura 2.2 podemos ver um exemplo do movimento que se dá segundo as ondas P e as ondas S.

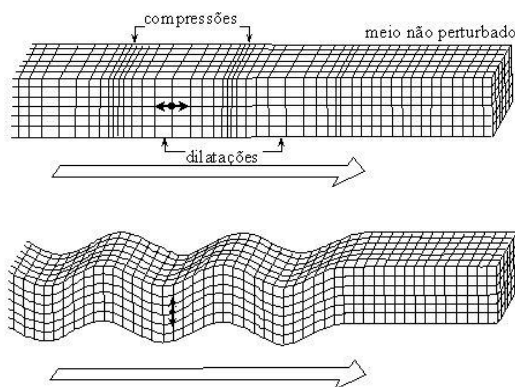


Figura 2.2 Exemplo de propagação das ondas P (em cima) e das ondas S (em baixo) adaptado de (LNEC, 2005a)

Por sua vez, as ondas superficiais podem ser divididas também em dois grupos – as ondas *Love* ou L e as ondas *Rayleigh* ou R. Este tipo de ondas são aquelas que, no caso de sismos de grande intensidade, provocam mais danos e alterações no terreno, apesar de apresentarem uma velocidade de propagação. As ondas *Love* são ondas onde o movimento principal do terreno é um movimento de torção e as ondas *Rayleigh*, por sua vez, são ondas onde o terreno tem um movimento circular, como se pode ver na Figura 2.3.

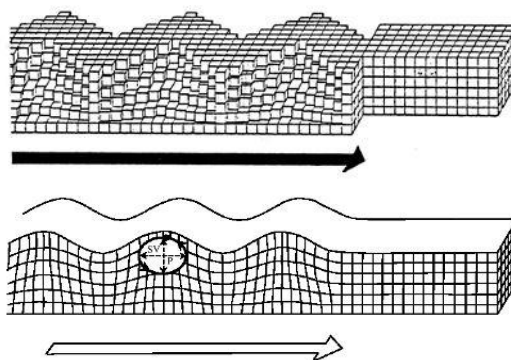


Figura 2.3 Exemplo de propagação das ondas L (em cima) e das ondas R (em baixo), adaptado de (LNEC, 2005a)

Devido à discrepância entre as velocidades de propagação dos vários tipos de ondas, as vibrações do solo manifestam-se por fases consecutivas que, num determinado local, podem ser registadas por sismógrafos. As vibrações sísmicas registadas pelos sismógrafos permitem determinar a magnitude de um sismo (energia libertada durante um evento sísmico) (LNEC, 2005a).

2.2.1.3 Escalas sísmicas

Em 1951 surgiu a primeira escala quantitativa para magnitudes sísmicas que foi aperfeiçoada por *Richter* em 1955 – ficando conhecida como Escala de *Richter* e magnitude de *Richter*. Esta é uma escala logarítmica, o que quer dizer que um acréscimo unitário de magnitude corresponde a uma libertação de energia 32 vezes superior relativamente ao valor anterior e, por isso, a quantidade de energia libertada segundo esta escala não é linear.

Enquanto a escala de magnitude quantifica a energia libertada durante a ocorrência de um sismo, a severidade de danos que se verifica num determinado local é analisada segundo a Escala de *Mercalli* Modificada. Esta escala, desenvolvida pelo vulcanólogo *Giuseppe Mercalli* em 1902 tem como objectivo definir a intensidade de um sismo e qual o seu efeito sobre a população e sobre as estruturas naturais e construídas pelo Homem. É uma escala dividida em 12 graus que vão desde um tremor que não é sentido pelas pessoas até a uma catástrofe de grande proporção onde a topografia é alterada. Na Anexo A podemos ver a escala de *Mercalli* Modificada, desenvolvida em 1956 com a descrição de cada um dos graus que a compõem (IPMA, 2014; SPES, 2006a).

Como esta escala se centra no que as pessoas sentem quando ocorre um sismo e qual a dimensão dos danos de uma determinada região, não se pode fazer uma correlação directa entre a escala de *Mercalli* e a escala de *Richter* porque caso ocorra um sismo com a mesma magnitude em locais distintos, estes podem não ter a mesma intensidade. Os danos observados depois da ocorrência de um sismo dependem, em grande parte do nível de construção da zona. Ou seja, um local onde existe um grande número de construção anti-sísmica e de qualidade irá ter menos danos que uma zona onde a construção seja de fraca qualidade (Reis, 2013).

2.3 Sismicidade no mundo e em Portugal

Os conhecimentos actuais sobre a sismicidade advêm da tectónica, ciência que tem como objectivo de estudo a evolução da crosta terrestre, da sismicidade histórica (estudo dos sismos que ocorrem no passado) e da sismicidade instrumental (registo dos movimentos sísmicos). Um sismo de origem tectónica está sempre associado a um movimento entre os limites de duas placas tectónicas que, estando em contacto, vão acumulando tensões nos seus bordos da falha activa.

Desta forma, as zonas com maior risco sísmico serão as fronteiras das várias placas tectónicas que existem no planeta. Podemos ver na Figura 2.4 o mapa da sismicidade mundial e na Figura 2.5. o mapa-mundo com os limites das 12 placas tectónicas que existem e quais os sentidos em que estas se movem.

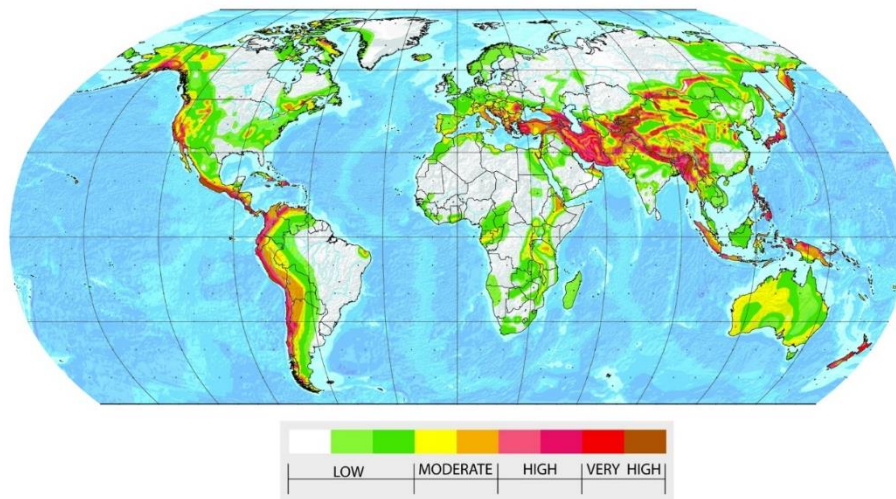


Figura 2.4 Mapa da sismicidade global, adaptado de (Reis, 2013)



Figura 2.5 Mapa-mundo com a identificação das placas tectónicas, adaptado de (LNEC, 2005d)

Comparando a Figura 2.4 com a Figura 2.5, pode-se constatar que as zonas com uma actividade sísmica alta a muito alta situam-se ao longo dos limites das placas tectónicas. Ao analisar o primeiro mapa é possível concluir que Portugal se situa numa zona de intensidade sísmica moderada a forte.

No enquadramento da teoria das placas, Portugal situa-se na placa Euroasiática que, como se pode ver na Figura 2.6, é limitada a sul pela Placa Africana e a oeste pela falha dorsal do Oceano Atlântico.



Figura 2.6 Enquadramento do território nacional no contexto das placas tectónicas, adaptado de (LNEC, 2005g)

A movimentação das placas caracteriza-se pela movimentação para Norte da Placa Africana e pelo movimento divergente (com a direcção E-W) na dorsal atlântica. A fronteira entre a placa africana e a placa Euroasiática é conhecida como a falha Açores-Gibraltar onde, na sua zona mais ocidental se situa a junção tripla dos Açores. A sudeste da ilha de S. Miguel a falha tem uma direcção E-W com um movimento de deslizamento, sendo esta zona conhecida como Falha da Glória. Avançando para oriente, na zona do banco de Gorringe, o movimento de deslizamento passa a ser um movimento de cavalgamento da placa Euroasiática sobre a placa Africana. Devido a este panorama tectónico, o território português é uma zona de sismicidade única no planeta e bastante importante.

A sismicidade que se sente na zona mais ocidental da falha Açores-Gibraltar está relacionada com o vulcanismo e com a movimentação interplacas que ocorre na zona. Na falha da Glória, observa-se um comportamento assísmico, onde os sismos têm um grande período de retorno, devido à taxa de movimento muito reduzido que se verifica nesta zona. Na zona onde se dá o movimento de cavalgamento da placa Euroasiática sobre a placa Africana, existe uma sismicidade difusa, onde não é possível identificar uma zona de fronteira devido ao mecanismo complexo de fronteira de placas que se observa nessa zona. A fonte de tensão que mais influencia a sismicidade no território português é o contacto entre a placa Euroasiática e a placa Africana (Senos & Carrilho, 2003).

A análise da sismicidade permite concluir que a actividade sísmica do território português resulta de fenómenos interplacas (interacção entre duas placas tectónicas distintas) e fenómenos intraplacas – fenómenos sísmicos que se dão no interior de uma placa tectónica e não na sua fronteira. No caso da sismicidade intraplacas, os fenómenos que daí resultam são fenómenos de magnitude baixa a moderada e bastante difusos, onde não é possível determinar uma relação directa entre as falhas existentes e o epicentro de cada sismo. A sismicidade resultante de fenómenos interplacas gera sismos de elevada magnitude e grande profundidade, ao contrário dos fenómenos intraplacas (LNEC, 2005g).

A Figura 2.7 representa o registo dos epicentros de sismos históricos e instrumentais e identifica as zonas sismogénicas da zona envolvente do território continental de Portugal. Além disso é

também feita uma distinção entre a sismicidade histórica e a sismicidade instrumental. A sismicidade histórica trata-se da recolha e tratamento de informação de carácter histórico de todas as ocorrências sísmicas de uma determinada zona como a data e hora de ocorrência e qual o efeito do sismo. A sismicidade instrumental consiste na utilização de aparelhos para o registo de informação relativa a movimentos sísmicos (data e hora de ocorrência, magnitude, localização do epicentro, aceleração e velocidade) que poderão ter, ou não, consequências gravosas para a sociedade.

Usando os dados relativos à sismicidade histórica e instrumental, é possível determinar ou avaliar a probabilidade de, numa dada zona, ocorrer um sismo de uma certa magnitude durante um determinado intervalo de tempo. O território deve ser dividido em zonas sismogénicas (zonas geográficas com uma determinada fonte de sismicidade ou uma zona onde ocorrem eventos sísmicos mas que não estão associados a uma fonte sísmica em particular).

No caso de Portugal Continental, alguns estudos adoptam as zonas identificadas de 1 a 10 na Figura 2.7, que estão associadas a zonas envolventes de falhas ou zonas mais alargadas onde é considerada uma certa sismicidade mas que não está relacionada com nenhuma fonte sísmica em concreto. (LNEC, 2005g; Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)

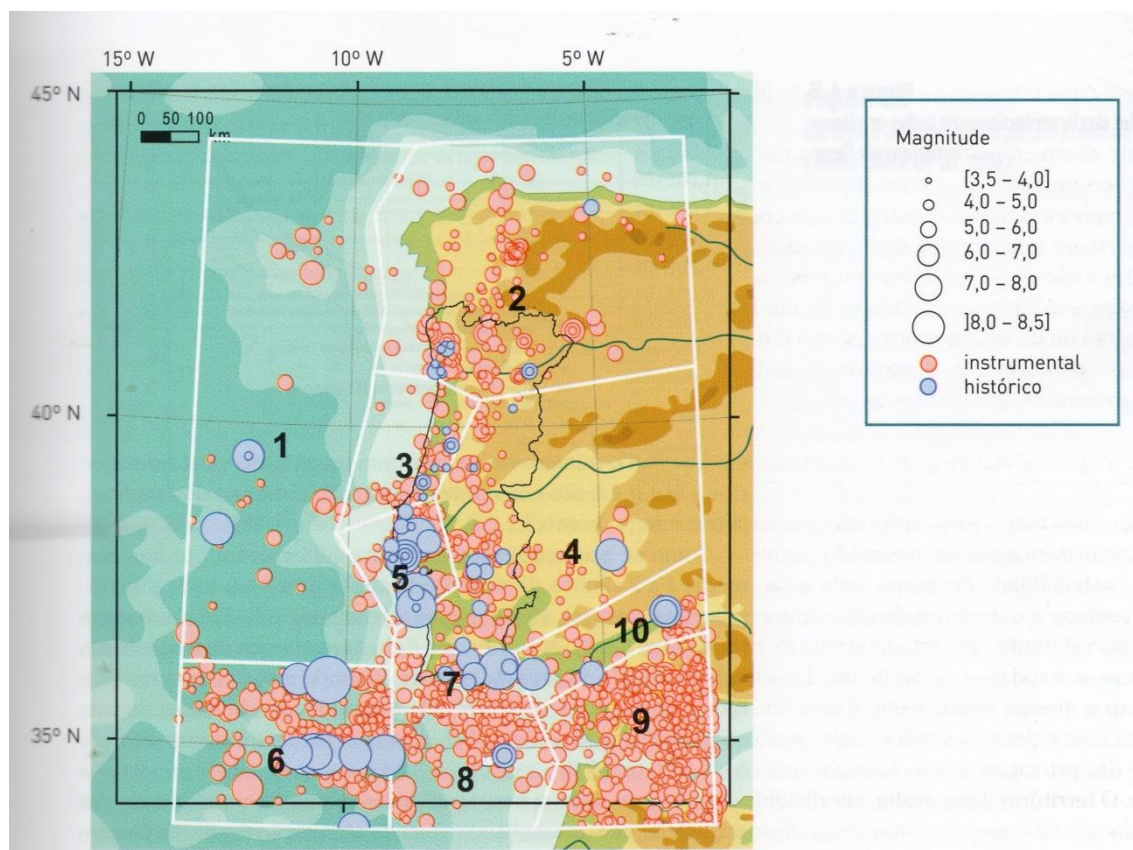


Figura 2.7 Zonas sismogénicas da zona envolvente do território continental de Portugal (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)

2.3.1 Sismicidade histórica relevante

Portugal tem sofrido as consequências de sismos de magnitude moderada a forte que, em inúmeros casos, resultaram em danos gravosos em várias vilas e cidade do país. Tais danos podem ser comprovados através de diversos relatos históricos que foram sendo elaborados ao longo do tempo. Apesar de existirem relatos anteriores (com mais de 2000 anos) são considerados de confiança as referências a sismos a partir de meados do século XIV.

Através da análise dos estudos realizados sobre sismicidade histórica, observa-se que a origem de vários sismos que afectaram significativamente o território continental pode ser reduzida à zona do Banco de Gorringe, junto à fronteira das placas Euroasiática e Africana aproximadamente a 200 km a sudoeste do Cabo de S. Vicente, no Algarve. De todos os sismos que ocorreram na zona da fronteira entre as duas placas é de salientar os seguintes;

- i. Sismo que ocorreu por volta de 60 a.C. que afectou a costa de Portugal Continental e a costa da Galiza seguido de um maremoto de grandes proporções;
- ii. Sismo de 382 d.C., sentido em todo o território e que provocou um grande *tsunami* e o desaparecimento de 3 ilhas que existiam na zona do cabo de S. Vicente;
- iii. Sismo de 24 de Agosto de 1356 sentido em toda a Península Ibérica e que provocou bastantes estragos em Lisboa;
- iv. Sismo de 1 de Novembro de 1755 também sentido em toda a Península Ibérica, provocando um enorme volume de estragos no Algarve e Lisboa e em menor grau ao longo da costa ocidental até à zona de Peniche;
- v. Sismo de 28 de Fevereiro de 1969, sentido na zona Sul do país mas com muito poucos danos materiais.

Relativamente aos sismos com origem local provocados pela tectónica do território (sismos intraplacas) existem vários registos com origem em diferentes zonas sísmicas;

- i. Sismo de 26 de Janeiro de 1531 com origem no Vale Inferior do Tejo e um dos sismos intraplacas mais sentidos na região;
- ii. Sismos de 1344, de 23 de Agosto de 1899 também com origem no Vale Inferior do Tejo
- iii. Sismo de 23 de Abril de 1909 com origem no Vale Inferior do Tejo que provocou a destruição total da vila de Benavente (estima-se que a sua magnitude esteja entre os 6,0 e os 7,0 na escala de Richter);
- iv. Sismos de Novembro de 1587 e de 12 de Janeiro associados à falha de Loulé que provocaram danos consideráveis no sotavento algarvio;
- v. Sismo de 1722 com origem no mar, ao largo de Tavira e que provocou um enorme volume de estragos materiais e humanos em toda a costa algarvia principalmente na vila de Loulé que ficou perto da destruição total;
- vi. Sismos de 19 de Dezembro de 1751 e de 19 de Março de 1958, associados à falha de Vilariça, na região de Moncorvo
- vii. Sismos de 1528 e de 21 de Fevereiro de 1890 que ocorreram na região de Batalha-Alcobaça, cujos movimentos tectónicos estão fortemente associados à falha de Nazaré-Pombal;
- viii. Sismo de 11 de Novembro de 1858 em Setúbal com origem no vale submarino do Sado onde houve estragos significativos em várias povoações (atingiu uma intensidade IX na Escala de Mercalli Modificada);
- ix. Sismo de 26 de Dezembro de 1962 com origem no vale da Nazaré.

Analisando os registos de sismicidade em Portugal Continental e zonas adjacentes (Figura 2.8) é possível identificar que a concentração maior de epicentros registados é na região sul de Portugal Continental (tanto em terra como no oceano) e na região do Vale do Tejo (com maior concentração na zona de Lisboa e da vila de Benavente). Podemos também ver que existe uma estimativa para o epicentro do sismo de 1755 junto do Banco de Gorringe. (SPES, 2006a).

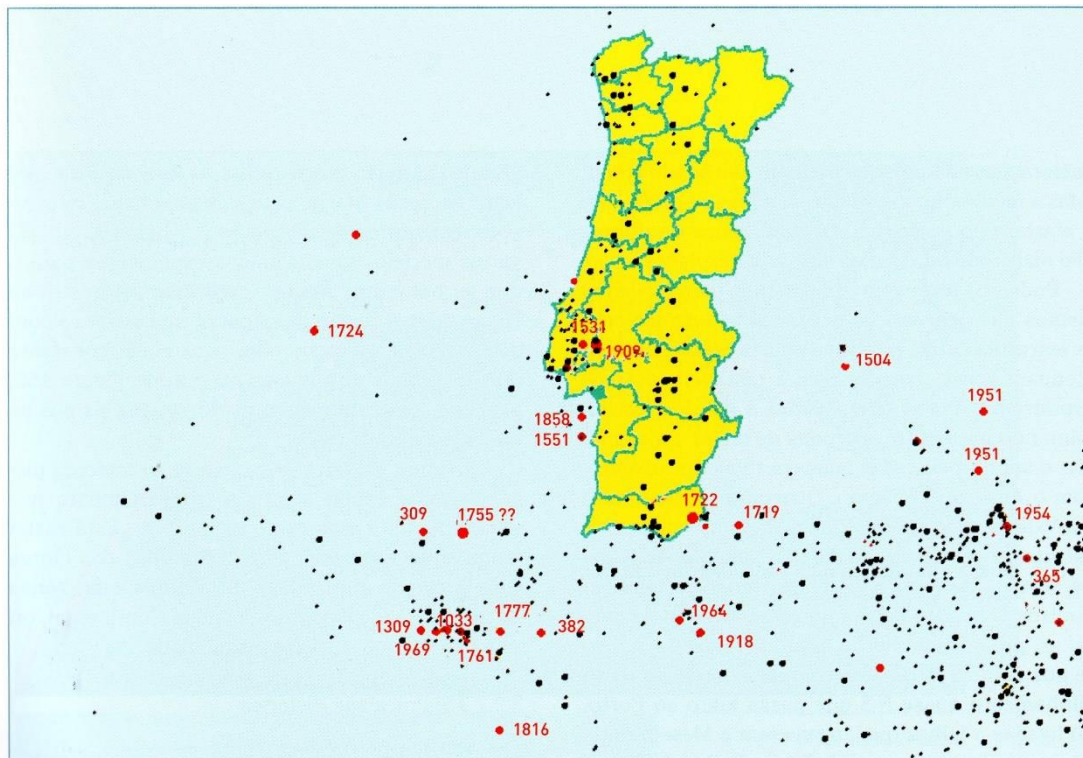


Figura 2.8 Sismicidade registada no Continente e regiões adjacentes (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)

O sismo de 1 de Novembro de 1755 é um dos eventos sísmicos mais bem registados de toda a história devido aos efeitos devastadores que teve em várias regiões costeiras de Portugal (principalmente na cidade de Lisboa) e por ter sido sentido em zonas como o Norte da Europa. A sua magnitude estima-se que tenha sido entre os 8,5 e os 9,0 na escala de Richter. Como o seu epicentro se localizou no oceano, após o sismo gerou-se um maremoto de grandes dimensões que assolou a costa Oeste e Sul da Península Ibérica, bem como a costa de Marrocos no Norte de África (SPES, 2006b). Na Figura 2.9, mostram-se as isossistas do sismo de 1755 e pode-se ter a noção da magnitude deste evento sísmico ao ver que os seus efeitos foram sentidos em locais bastante longínquos da capital portuguesa.



Figura 2.9 Isoseismas do sismo de 1755 (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)

O maior volume de danos foi registado no sul de Portugal (cidades de Lisboa e Faro – que ficou em ruínas) e em Marrocos. No sul de Espanha houve danos consideráveis mas não catastróficos. A norte da capital portuguesa, os efeitos do sismo foram rapidamente atenuados mas a perceptibilidade deste terramoto ronda os 2500 km – este facto é corroborado pela existência de registos históricos em países como Portugal, Espanha, Inglaterra, França e Alemanha.

Devido ao conjunto de eventos catastróficos (sismo, maremoto e incêndios que deflagraram na cidade Lisboa após o sismo) a estimativa de perdas de vidas humanas em Portugal está entre os 40 000 e os 80 000 mortos, com uma estimativa para a cidade de Lisboa de 20 000 mortos dos 250 000 habitantes da época. Relativamente aos danos materiais só 3 000 das 20 000 habitações podiam ser utilizadas, com segurança, a seguir ao sismo. Em termos de estruturas destruídas ou severamente danificadas há registo de 32 igrejas, 60 capelas, 31 mosteiros, 15 mosteiros e 53 palácios (entre eles o Palácio Real que se situava na zona do Terreiro do Paço) (SPES, 2006b). No Anexo A, apresenta-se um relato baseado em testemunhos contemporâneos, sobre o sismo de 1755 (Moreira de Mendonça, 1758).

2.3.2 Sismicidade instrumental

A sismicidade instrumental define-se, como já foi referido, na utilização de aparelhos para o registo de informação relativa a movimentos sísmicos (data e hora de ocorrência, magnitude, localização do epicentro, aceleração e velocidade) que poderão ter, ou não, consequências gravosas para a sociedade. Esta inicia-se a partir da altura em que passa a ser possível determinar os epicentros de eventos sísmicos através de aparelhos instalados nas várias estações sísmicas.

A época instrumental em Portugal foi iniciada em 1910 com a instalação de estações sísmicas nos Institutos Geofísicos das Universidades de Lisboa, Porto e Coimbra mas devido ao reduzido número de estações instaladas até 1960 considera-se que os primeiros 50 anos da sismicidade instrumental não gerou resultados muito fiáveis. Nos dias de hoje, devido à tecnologia que já existe a localização dos epicentros é determinada com grande precisão.

O Instituto de Meteorologia é a entidade responsável pela vigilância sísmica que publica, todos os meses, boletins sísmicos com toda a informação referente aos sismos registados em todas as estações sísmicas e, todos os anos, o anuário sismológico de Portugal onde são descritos os parâmetros que caracterizam os eventos sísmicos que ocorreram no território nacional e a carta de intensidades máximas.

Foi a partir de 1995 que o Instituto de Meteorologia começou a actualizar, em termos tecnológicos, a rede sismográfica do território nacional. Foram instaladas mais estações sísmicas e foram substituídos os sismógrafos mais antigos por tecnologia mais recente com o objectivo de registar a sismicidade com uma maior precisão.

Nos dias de hoje, são registados em média 360 sismos no espaço de um ano, onde são sentidos pela população apenas 6. A distribuição da sismicidade instrumental permitiu dividir o território nacional em zonas sísmicas distintas. As diferentes zonas sísmicas de Portugal Continental podem ser consultadas na Figura 2.10 onde é feita uma comparação entre as zonas definidas pelo Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de Maio (RSA) e pela NP EN1998. É importante referir que a NP EN1998 vem alterar fortemente o zonamento sísmico definido pelo RSA, com a diferenciação entre a ocorrência de um sismo afastado (Sismo interplacas - Acção sísmica tipo 1) e um sismo próximo (Sismos intraplacas – Acção sísmica tipo 2). (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c)

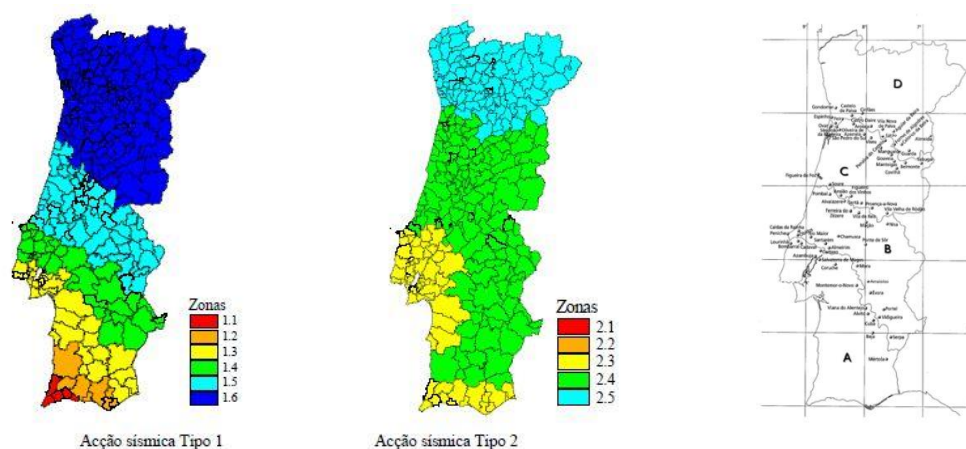


Figura 2.10 Zonamento sísmico estabelecido na NP EN1998 (dir.) e no RSA (esq.), adaptado de (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c) e de (Comunicações, sem data)

2.3.3 Previsão sísmica e o próximo sismo de Lisboa

Consoante o fenómeno em análise o termo “previsão” tem significados muito diferentes. Se o assunto forem cheias e previsões a curto prazo, é bastante fácil prever a hora do caudal máximo numa determinada secção de um rio mas, quando falamos de ciclones ou de sismos o problema ganha proporções bastante diferentes. Relativamente aos sismos, a sua previsão pode ser encarada de duas formas distintas – a previsão de ocorrência, onde se tenta determinar a data, o local do epicentro e a “dimensão” do fenómeno ou pode prever-se a forma como o sismo irá ser sentido nos vários locais em torno do epicentro (intensidade de vibrações, duração, frequências predominantes, etc.).

A previsão de ocorrência pode ser classificada em 3 categorias:

- i) Previsão de curto prazo (dias) que hoje em dia a Ciência ainda não consegue dar resposta e talvez nunca venha a dar, devido ao carácter imprevisível deste fenómeno;
- ii) Previsão a média prazo (anos/décadas), onde é indicado num determinado intervalo de tempo qual a probabilidade de ocorrer um sismo numa certa zona do planeta;
- iii) Previsão a longo prazo (décadas/séculos) onde, com muitas incertezas, a Ciência consegue de uma forma sistemática determinar a ocorrência de um sismo para algumas zonas do planeta. A previsão a longo prazo é a base de todas as cartas de perigosidade sísmica.

Para prever futuros eventos sísmicos numa determinada região é necessário avaliar o risco sísmico nessa zona. O risco sísmico numa dada região é o fruto de 3 factores:

- i) Perigosidade, que é a propensão para a ocorrência de fenómenos sísmicos;
- ii) Vulnerabilidade, que consiste na maior ou menor falta de capacidade das construções para resistirem a um sismo com o mínimo de danos e, ao mesmo tempo, o grau de preparação da população para agir durante e após um sismo;
- iii) Exposição de pessoas e bens ao próprio evento, sendo que este depende da densidade populacional de uma região e do grau de desenvolvimento desta.

Analisando os três factores com que é definido o risco sísmico, é possível concluir que as cidades e zonas urbanas mais densas em termos populacionais têm um risco sísmico maior do que as zonas agrícolas e com menos população. Em termos de desenvolvimento económico, quanto maior este for, maior o valor dos bens que estão expostos por habitante. Se se compararem duas regiões com uma população numericamente igual sujeitas a 2 sismos semelhantes, as estatísticas mostram que quanto maior é o nível de desenvolvimento menor é o número de vítimas humanas mas, por sua vez, os prejuízos económicos são muito maiores. O menor número de vítimas humanas deve-se à melhor qualidade e exigência das construções e os grandes prejuízos económicos devem-se ao maior valor dos bens.

Depois do sismo de Kobe ($M=7,3$) registaram-se prejuízos materiais na ordem dos 120 mil milhões de dólares americanos (2,5% do PIB¹ japonês) e 6400 vítimas mortais. Comparando a região afectada pelo sismo de Kobe com a região de Lisboa (desde Setúbal até Santarém) onde actualmente vivem cerca de 3 000 000 de pessoas e onde é produzida aproximadamente 40% da riqueza do país, facilmente se concluem duas coisas:

¹ O PIB (Produto Interno Bruto) é a riqueza que um país consegue produzir num ano.

- A população na região de Lisboa é muito maior (na região de Kobe vivem aproximadamente 1 500 000 de pessoas);
- A região de Kobe é francamente mais economicamente desenvolvida que a região de Lisboa.

Caso ocorresse um sismo na região do Vale Inferior do Tejo como o sismo de 1531, com uma magnitude semelhante, este iria produzir danos materiais na ordem do PIB português mas com um maior número de vítimas mortais (na ordem das dezenas de milhar).

Segundo os Censos de 2001 (Estatística, 2001), cerca de ¼ dos habitantes da região de Lisboa vive em casas onde não foi contemplado nenhum cálculo sísmico. Os edifícios em causa não terão mais resistência sísmica que as construções turcas que, em Agosto de 1999 foram alvo de um sismo que provocou entre 30 000 e 40 000 mortos (estimativas de organizações não governamentais) (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008). O sismo da Turquia teve consequências muito graves em certas zonas apesar de a regulamentação já contemplar cálculo sísmico, devido à fraca qualidade da construção. Analisando as consequências do sismo da Turquia é possível prever que em Lisboa também pode ocorrer um cenário de catástrofe de dimensões semelhantes com (possivelmente) um menor número de vítimas.

Outra comparação que pode ser feita é com o próprio sismo de 1755 onde a estimativa de vítimas está na ordem das dezenas de milhar. Os registos históricos indicam que grande parte dos edifícios de Lisboa entraram em colapso completo ou ficaram muito danificados. Naquela época, a população de Lisboa estava entre os 200 000 e os 250 000 habitantes. Extrapolando para os dias de hoje onde a densidade populacional e a riqueza são muitíssimo superiores, os danos seriam também muito superiores.

Em 2005, o LNEC levou a cabo uma simulação onde foram estimados os efeitos de um sismo idêntico ao sismo de 1755 nos dias de hoje, em Lisboa. A simulação revelou que nas regiões do Algarve e na Área Metropolitana de Lisboa (AML) o número de vítimas mortais pode chegar aos 25 mil, o número de edifícios com danos severos seria de, aproximadamente 74 mil e cerca de 25 mil edifícios de habitação entrariam em colapso. Os resultados desta simulação têm alguma incerteza associada devido a vários factores, nomeadamente:

- A simulação só considera o parque habitacional da zona em estudo – não são considerados edifícios de uso público (escolas, hospitais, escritórios, superfícies comerciais, instalações desportivas ou industriais). Além disso, também não são consideradas infra-estruturas de transportes, comunicações, energia, água e saneamento.
- A simulação considera uma única hipótese: o sismo ocorre durante a noite onde 95% da população portuguesa está em casa e não no seu local de trabalho (não são considerados os movimentos pendulares da população entre o centro e a periferia da AML nem a maior concentração dos turistas nacionais e internacionais na região do Algarve);
- Apesar dos danos materiais e económicos o número de vítimas mortais poderá ser inferior ao sismo de 1755 porque a população poderá estar mais consciencializada para a ocorrência de um sismo.

Apesar destes factores, os danos poderão ser maiores do que os danos causados pelo sismo de 1755 porque este modelo não quantifica os danos em construção moderna não fiscalizada e em construção clandestina legalizada, apesar de quantificar as características do solo, as tipologias construtivas do parque habitacional, a vulnerabilidade sísmica e a eficácia e resposta das

operações de emergência da Protecção Civil (Azevedo, 2005). Na Figura 2.11 e na Figura 2.12, estão representadas as projecções de danos da simulação efectuada pelo simulador do LNEC em 2005 (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008).

Vários autores da especialidade prevêem que num futuro não muito distante, a região Algarvia e a região lisboeta serão palco de um sismo que provocará um grande volume de danos humanos e materiais. A urgência em incluir o reforço sísmico aquando a reabilitação de um edifício habitacional está presente no tom da carta enviada ao Presidente da República em 2014 por vários especialistas (Mário Lopes, Rui Gomes, Luís Guerreiro, João Appleton, Carlos Sousa Oliveira, Rogério Bairrão, Ema Coelho, João Azevedo, João Câmara, Paulo Lourenço, Raimundo Delgado, Vítor Cóias e Silva e Aníbal Costa). A carta endereçada ao chefe de Estado Português encontra-se no Anexo A.

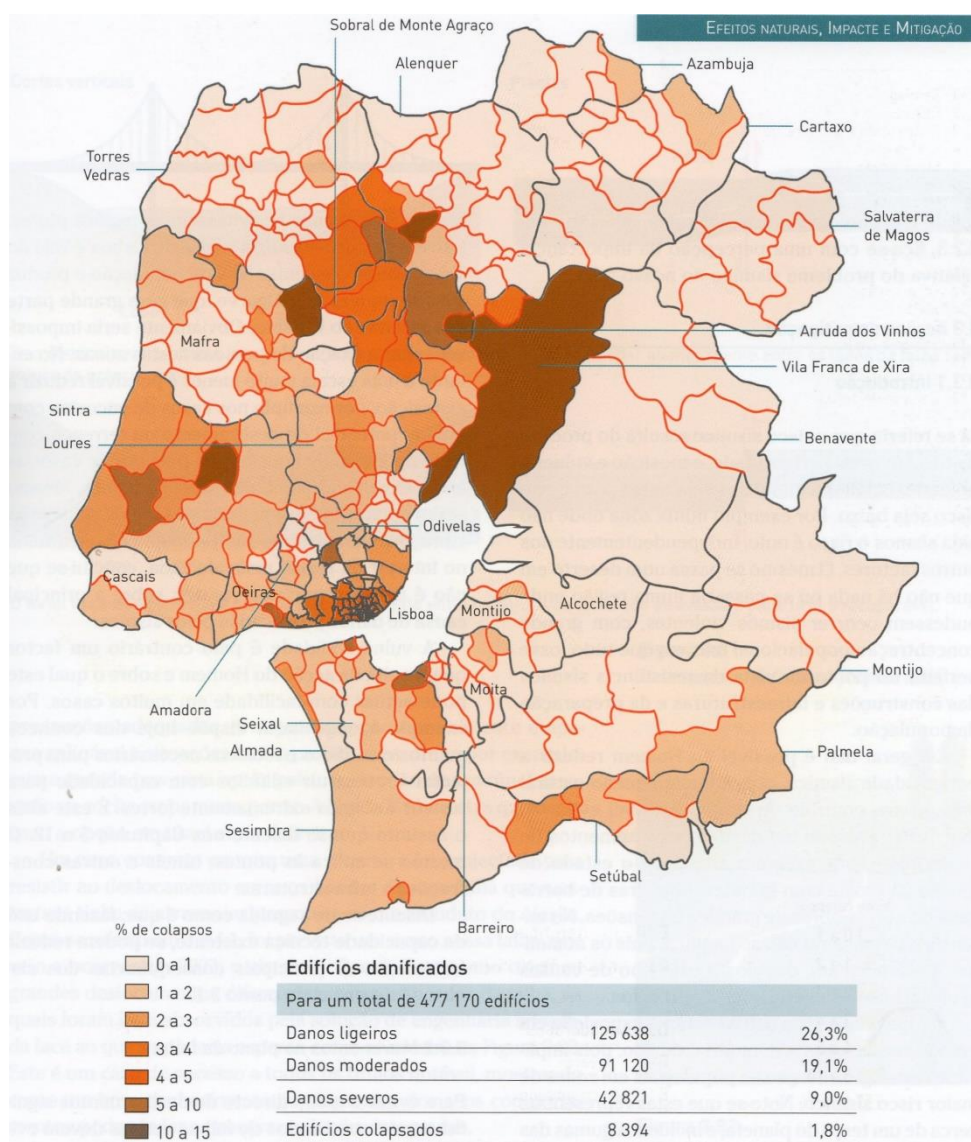


Figura 2.11 Percentagem de edifícios colapsados para um sismo de 1755, ocorrendo nos dias de hoje segundo projecções efectuada pelo Simulador do LNEC (2005). Encontram-se também assinaladas as percentagens de edifícios com danos ligeiros, moderados e danos severos na AML, adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)

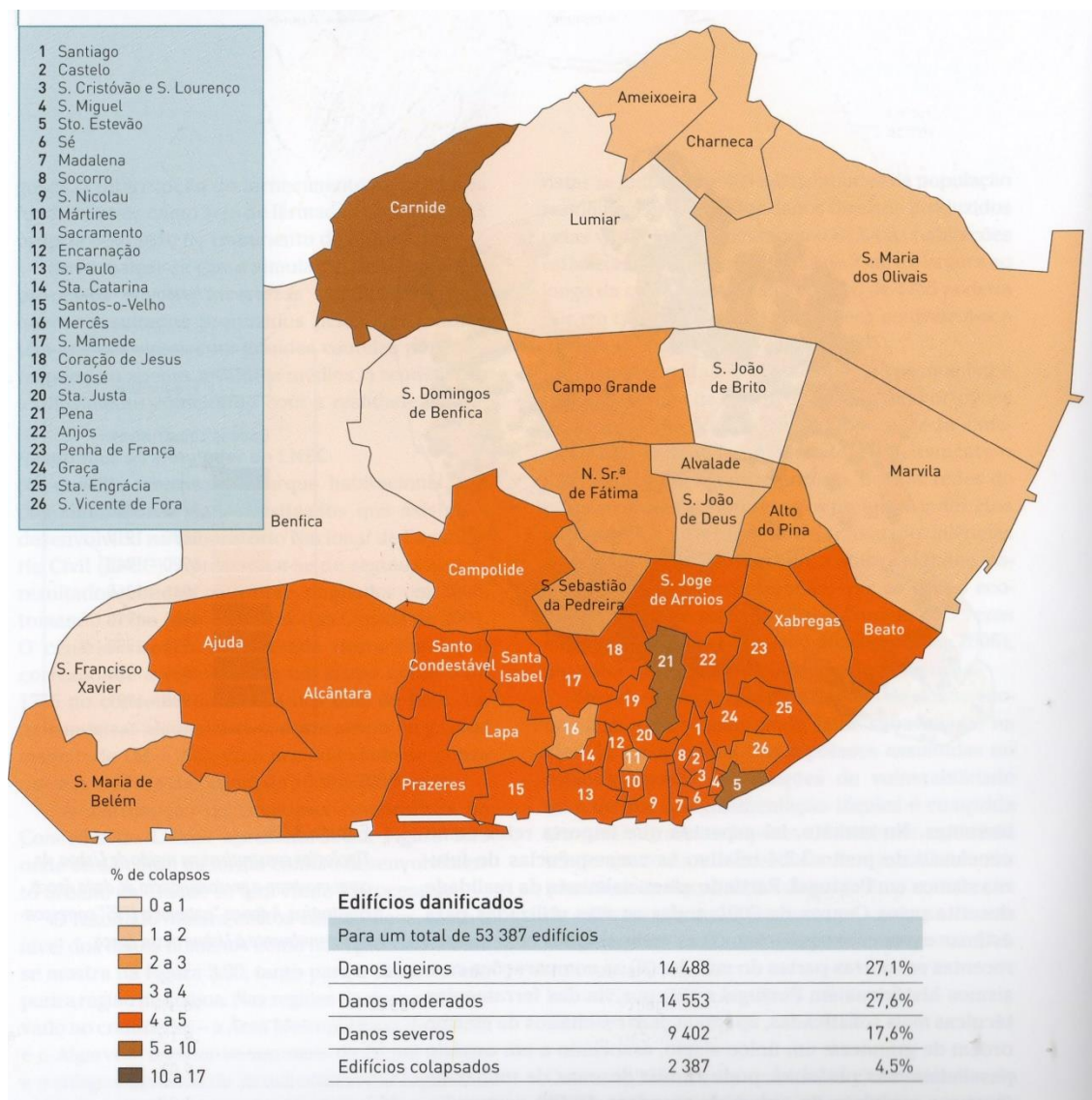


Figura 2.12 Percentagem de edifícios colapsados para um sismo de 1755, ocorrendo nos dias de hoje segundo projecções efectuadas pelo Simulador do LNEC (2005). Encontram-se também assinaladas as percentagens de edifícios com danos ligeiros, moderados e danos severos no concelho de Lisboa (em baixo), adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)

2.4 Reabilitação, conservação e reforço de edifícios

Desde de 2003 que a reabilitação tem vindo a tomar um lugar de destaque no sector da construção em Portugal devido à descida acentuada da construção de novos edifícios. Na área metropolitana de Lisboa existem cerca de 449 000 edifícios, das mais variadas épocas e tipologias construtivas sendo na sua maioria anteriores a 1945 e, por isso, considerados como edifícios antigos. Segundo os Censos de 2011, dos 449 000 edifícios existentes, cerca de 55 000 edifícios requerem intervenções de reabilitação de uma extensão e urgência directamente proporcional à idade do tecido urbano da cidade. Quanto mais antigo o tecido urbano, maior será o volume de intervenções de reabilitação a realizar (Estatística, 2011).

A partir da altura que a construção de novos edifícios começou a diminuir, a reabilitação do tecido urbano passou a fazer parte dos objectivos estratégicos anunciados pelos potenciais decisores, a

nível da administração central e local o que, muitas vezes leva a que o termo reabilitar não seja empregue da forma mais correcta.

O termo reabilitar, no âmbito das pessoas, refere-se ao conceito de restituir (seja a restituição de um direito, de uma capacidade ou de um estatuto). No campo da construção, o termo reabilitar é entendido como o adequar de uma estrutura a um determinado nível de desempenho igual ou superior ao desempenho anterior da construção. É também entendida como reabilitação a adequação de um edifício que não desempenhe as funções para que foi projectado como, por exemplo, um edifício destinado a habitação que passou a estar destinado a escritórios. Mas, para leigos, reabilitação pode ser equiparada à manutenção das construções – o que pode levar a consequências sérias.

Estando Portugal numa zona de sismicidade moderada a forte, é necessário que a reabilitação do tecido urbano passe por uma reabilitação tanto a nível estrutural como a nível construtivo – não basta reabilitar o exterior (aquilo que se vê) do edifício sem que antes se analise a estrutura de forma a averiguar se o comportamento desta cumpre os requisitos segundo a regulamentação em vigor.

2.5 Parque habitacional (Lisboa/Portugal)

2.5.1 *Evolução da cidade de Lisboa até ao final do séc. XIX*

O percurso evolutivo da cidade de Lisboa pode ser dividido em dois grandes períodos – antes do terramoto de Novembro de 1755 e depois do terramoto, altura onde grande parte da cidade ficou em ruínas e foi necessária a sua quase total reconstrução.

A informação que, hoje em dia existe do período anterior ao sismo de 1755 baseia-se na maioria em documentos escritos e peças desenhadas que, muitas vezes descrevem zonas da cidade que já não existem. A cartografia e iconografia desta época mostra uma cidade com uma estrutura urbana que é praticamente constante - pelo menos desde o século XVI, altura de que são datadas as primeiras imagens da malha urbana de Lisboa. (Andrade, 2011)

Ao observar a malha de Lisboa é possível identificar duas zonas principais a partir das quais a cidade de Lisboa se desenvolveu – o Terreiro do Paço e a Praça do Rossio. Esta zona da cidade podia ser comparada como uma malha urbana do tipo “cidade muçulmana” onde o tecido urbano é muito denso e irregular, a organização era escassa e não havia divisão entre o espaço público e o espaço privado e com pouca continuidade de ruas, como se pode ver na Figura 2.13.



Figura 2.13 Malha urbana de Lisboa no século XVII, adaptado de (Andrade, 2011)

A necessidade de organizar a cidade surge a partir do século XVI, quando Lisboa era a principal cidade comercial da Europa - o que fez com que o espaço público tomasse outra dimensão e importância (como se pode ver pela documentação da época). O interesse no traçado das ruas e na regulação do crescimento da cidade mostra que, a partir desta altura existe uma preocupação com a funcionalidade da cidade devido ao crescimento exponencial de população e bens que se observa na cidade de Lisboa (este interesse e preocupação pode ter surgido na altura em que surge uma autoridade municipal que se ocupava apenas deste tipo de assuntos). Este método de organização da cidade é aplicado em todas as novas zonas da cidade de Lisboa que se expande regularmente até 1755 (Andrade, 2011).

Após o sismo de 1755 Lisboa ficou praticamente em ruínas, como se pode ver pela Figura 2.14 onde são identificados os edifícios que ficaram totalmente ou parcialmente arruinados pelo terramoto (estima-se que 75% dos edifícios ficaram em ruínas ou inabitáveis). Foi então proposta e levada a cabo pelo então primeiro-ministro Sebastião José de Carvalho e Melo (Marquês de Pombal) a reconstrução da capital portuguesa. (SPES, 2006a)

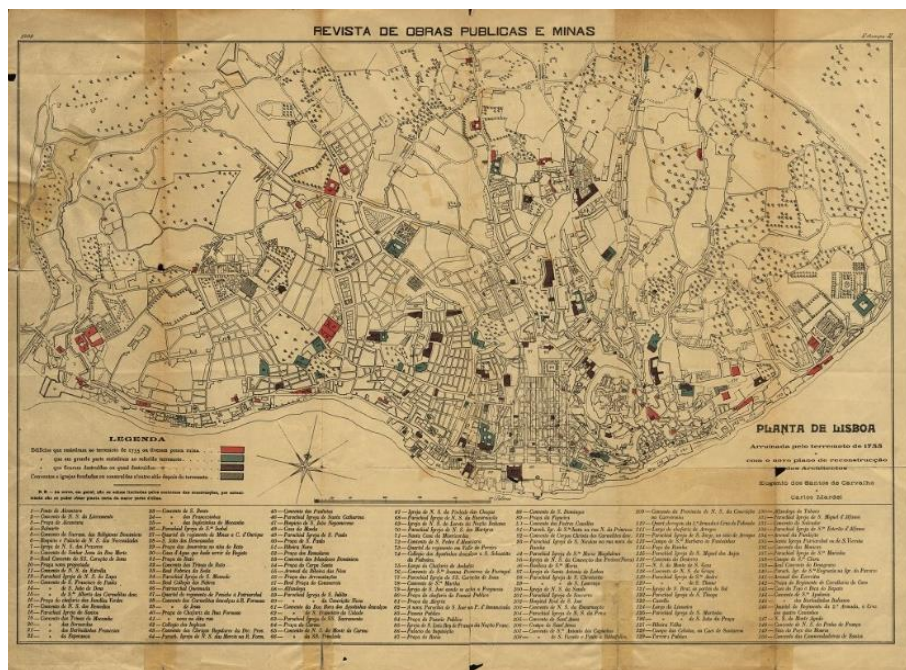


Figura 2.14 Planta de Lisboa arruinada pelo terramoto de 1755, adaptado de (Santos de Carvalho & Mardel, 1909)

Estando a cidade de Lisboa em ruínas surgiu a oportunidade de a projectar segundo os princípios urbanísticos e arquitectónicos mais avançados da época. O Marquês de Pombal agarrou essa oportunidade e criou o plano pombalino onde a sua ideia base era o bem comum da população da cidade – conceito que ainda não tinha surgido até à data e muito provavelmente impulsionado pelo sismo de 1755. Na Figura 2.15 podemos ver a proposta de reconstrução da cidade de Lisboa, mais tarde levada a cabo pelo Marquês de Pombal.

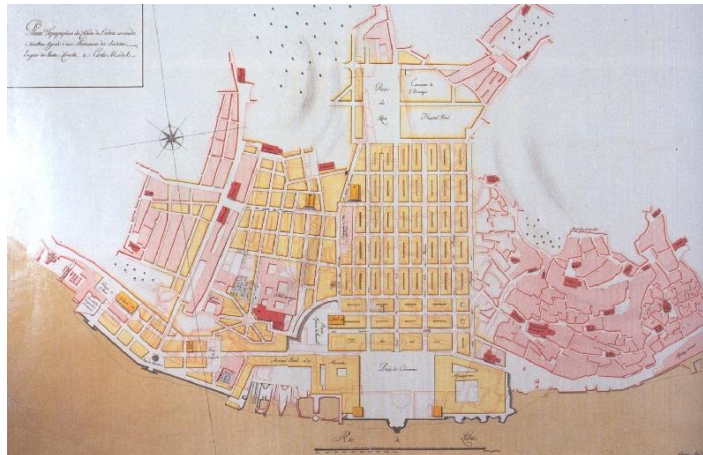


Figura 2.15 Plano de reconstrução da Baixa Lisboeta, adaptado de (Ribeiro, 1993)

O plano de reconstrução de Lisboa, mais concretamente da baixa lisboeta, em conjunto com a necessidade de colmatar as falhas em termos de habitação criadas pelo sismo e a reabilitação e reconversão de sectores particulares da cidade impulsionou a consciência para construir de uma forma mais segura e fiável.

A partir desta altura, Lisboa passa a ter uma organização mais coerente, homogénea e equilibrada que se caracteriza por ser reticular e regular do ponto de vista dos eixos viários (tanto em posicionamento dos quarteirões como em termos de proporções), onde os edifícios têm uma arquitectura bastante regular tanto em alçado como em planta, sendo o seu sistema estrutural a gaiola pombalina – o mais recente na época para diminuir os danos devido à acção sísmica. É de referir que este período de construção pombalina se prolonga até meados do século XIX.

Lisboa, um século depois da sua reconstrução, vê a criação de grandes áreas urbanas nas zonas a Norte da Baixa Pombalina devido ao enorme aumento da população que ocorre a partir de 1870. Além de crescer em área, a cidade de Lisboa começa a crescer em altura e, por esta altura começa a surgir um crescimento organizado do centro da cidade com direcção às suas saídas, como se pode ver na Figura 2.16 - uma planta da cidade de Lisboa de 1903. Apesar da qualidade do plano urbanístico efectuado nesta altura, a qualidade da construção começou a decair até à generalização do uso do betão armado no início da década de 30 (Andrade, 2011).

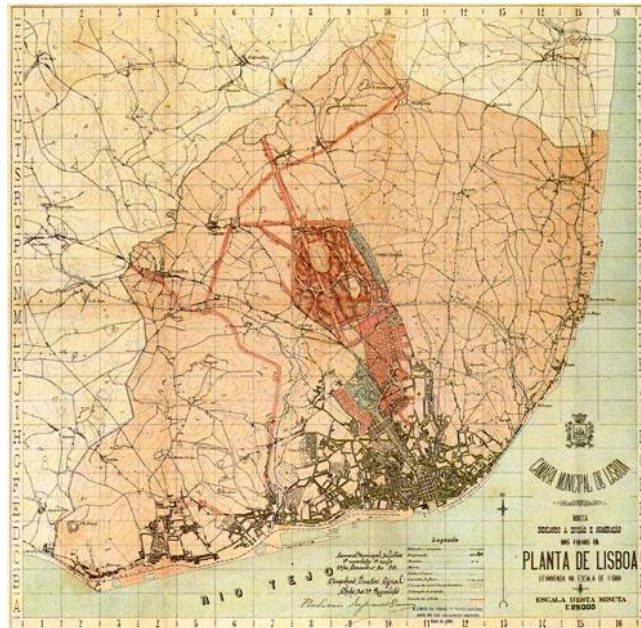


Figura 2.16 Planta Geral da Cidade de Lisboa em 1903, adaptado de (Ressano Garcia, 1989)

O crescimento repentino e de grandes proporções da cidade, apesar de necessário devido à crescente população teve vários inconvenientes – prezava-se a quantidade em vez da qualidade. Abandonaram-se as técnicas antigas e havia um desprezo relativamente ao património edificado anterior à expansão da cidade. O poder económico da altura exigia a construção de um enorme número de edifícios a uma velocidade de execução que não permitia cumprir todos os requisitos necessários para construir segundo os princípios da gaiola pombalina, o que comprometeu a segurança sísmica dos edifícios construídos nesta época.

O termo “Gaioleiro” surgiu para, numa primeira fase, identificar os construtores desta época e mais tarde para identificar o tipo de construção entre a época pombalina e o aparecimento do betão armado (anos 30 do século XX).

Por volta de 1850, a contratação de Pierre Joseph Pézerat como director da recente Repartição Técnica da Câmara Municipal de Lisboa (CML)² veio dar novo folgo ao planeamento da cidade que se encontrava estagnado desde a época pombalina (Silva, 1996). Apesar deste novo período de reflexão, não houve resultados muito concretos sendo as intervenções a cabo do Eng.º Pézerat de pequena escala e com pouca viabilidade em termos técnicos e executivos (Henriques da Silva, 1997).

Passados 11 anos desde a entrada do Eng.º Pézerat (1863) é emitido um conjunto de propostas para dar resposta à necessidade de melhorar a cidade de Lisboa – impedir a degradação dos tecidos dos bairros lisboetas mais antigos, solucionar o problema de saneamento básico da cidade, melhorar a circulação dentro da cidade, estabelecer as linhas gerais para a expansão da cidade para Norte e dar resposta ao desejo de embelezamento da cidade. (Henriques da Silva, 1997)

Devido à falta de coerência entre as várias propostas apresentadas, em 1864 é emitido o decreto de 31 de Dezembro enunciando que *“o Governo mandará imediatamente preceder a um plano geral dos melhoramentos da capital, atendendo nele ao das ruas, praças, jardins e edificações*

² Não existem registos com uma data concreta sobre a criação da Repartição Técnica da CML mas considera-se que a contratação do Eng.º Pierre Joseph Pézerat e a criação desta repartição datam da mesma altura.

existentes e à construção e abertura de novas ruas, praças, jardins e edificações, com as condições de higiene, decoração, como do alojamento e livre-trânsito do público (...). São declaradas de utilidade pública e urgente todas as expropriações necessárias para a inteira execução do plano ordenado e feito em conformidade com os antigos antecedentes e aprovado pelo governo.” tendo como principal objectivo, constituir um plano ou esquema director para a cidade (Rodrigues, 1979).

Com o objectivo de elaborar o “plano geral de melhoramentos” é criada uma comissão com membros do Ministério das Obras Públicas, Comércio e Indústria (MOPCI), da Câmara Municipal de Lisboa (CML) e do Conselho de Saúde Pública, membros esses com vários tipos de formação (engenharia, arquitectura e medicina).³ Apesar da urgência sobre o futuro desenvolvimento da cidade de Lisboa não houve resultados concretos em termos práticos. Tal falta de resultados quantificáveis não quer dizer que a reflexão feita sobre estes temas não tenha gerado contributos para o futuro.

Em 1865, Pézerat escreve a *Mémoire sur les études d'améliorations et embellissements de Lisbonne* onde salienta a necessidade da elaboração de uma lei de expropriações e a concessão de facilidades a empresas empreendedoras e refere a necessidade da elaboração de planos gerais de construção focados nos novos bairros com importância para o desenvolvimento futuro em termos de urbanismo da zona da Avenida e dos seus bairros adjacentes (Henriques da Silva, 1997; Telo Gonçalves, 2012).

Após a morte de Pézerat em 1872, a CML vive um período de estagnação até que, em 1874, é contratado o Eng.º Frederico Ressano Garcia vindo de Paris com uma nova visão de conjunto para a cidade de Lisboa que veio em tudo colmatar as falhas técnicas e a falta de resultados que caracterizaram o período anterior à sua chegada. Os estudos desenvolvidos pela Câmara de Lisboa sob a responsabilidade de Pézerat foram de grande importância, levantando questões que, o conhecimento técnico e pragmático adquirido por Ressano Garcia em Paris permitiu resolver após a sua entrada na Câmara de Lisboa.

O pragmatismo e o planeamento no desenvolvimento de projectos urbanos incutidos pela sua formação parisiense levaram a uma adaptação mais difícil por parte de Ressano Garcia à forma como a Câmara de Lisboa trabalhava até à época, o que originou uma reformulação e organização da própria Repartição Técnica que passou a chefiar.

A partir do final do século XIX o traçado da cidade de Lisboa é fortemente alterado para dar resposta em primeiro lugar ao problema do sistema viário que existia e, em segundo lugar à questão do crescimento exponencial que o país assistiu entre 1864 e 1920. Neste período de tempo a população portuguesa cresceu 45% e, só na cidade de Lisboa a população passou de 163 763 habitantes em 1864, para 484 664 em 1920 (Telo Gonçalves, 2012).

No âmbito deste trabalho, a evolução da capital portuguesa desde o final do século XIX até aos dias de hoje apresenta-se pouco pertinente e, por isso, optou-se por terminar a exposição da evolução da cidade na altura de construção do edifício que irá ser analisado no Capítulo 4.

³ Da comissão referida faziam parte os engenheiros da câmara Pierre Joseph Pézerat e Joaquim Júlio Pereira de Carvalho, o arquitecto Joaquim Possidónio Narciso da Silva o Dr. Guilherme da Silva Abrantes.

2.5.2 Sistemas estruturais mais comuns na cidade de Lisboa

Através da constante evolução da cidade e do sector da construção, Lisboa foi colecionando tipologias construtivas e sistemas estruturais que hoje povoam a cidade.

As tipologias construtivas mais relevantes que estão espalhadas pela malha urbana de Lisboa são características de várias épocas e, por isso, a sua menção faz-se por ordem cronológica (LNEC, 2005b):

- i. Edifícios anteriores ao sismo de 1755 – pré-pombalinos;
- ii. Edifícios pombalinos correspondentes à fase de reconstrução pós terramoto;
- iii. Edifícios “Gaioleiros” correspondentes à fase de expansão urbana da cidade (último terço do séc. XIX);
- iv. Edifícios de transição da alvenaria/madeira para o betão armado;
- v. Edifícios da primeira fase do betão armado (anteriores a 1960);
- vi. Edifícios da segunda fase do betão armado (até 1985);
- vii. Edifícios contemporâneos de betão armado e/ou pré-esforçado;

Na Figura 2.17 podemos ver um esquema ilustrativo sobre a evolução das várias tipologias que “habitam” Lisboa e na Figura 2.18 apresenta-se um mapa com as tipologias construtivas na região de Lisboa.



Figura 2.17 Evolução das tipologias construtivas correntes do edificado de Lisboa. [1 e 2 - Anteriores a 1755; 3 - Pombalino; 4 - “Gaioleiro”; 5 – Edifícios da 1ª fase do betão armado; 6 – Edifícios da 2ª fase do betão armado, 7 - Edifícios contemporâneos de betão armado e/ou pré-esforçado (Cóias, 2010)

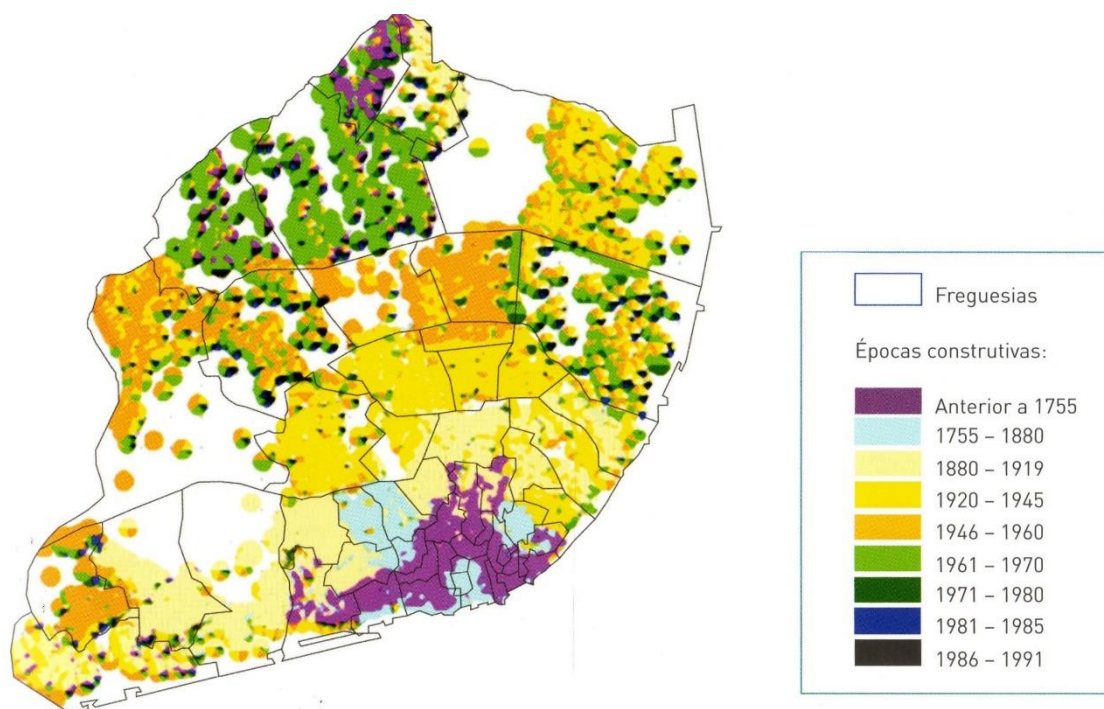


Figura 2.18 Tipologias construtivas na região de Lisboa (As cores indicam a predominância de uma determinada época construtiva. A época anterior ao sismo de 1755 corresponde sensivelmente à cidade de Lisboa naquela época), adaptado (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)

2.5.2.1 Edifícios pré-pombalinos, anteriores ao sismo de 1755

Nesta tipologia construtiva estão englobados todos os edifícios que resistiram ao sismo de 1755 – mesmo aquelas que resistiram apenas parcialmente. Ou seja, todos os edifícios de interesse histórico, apesar de muitos destes já não apresentarem um bom estado de conservação. Este tipo de edifícios estão concentrados nos bairros históricos de Lisboa – Alfama, Mouraria, Castelo e Bairro Alto.

Podemos dizer que esta tipologia ou grupo é um falso grupo porque praticamente nenhuma construção resistiu ao sismo de 1755 sem que, após o dia 1 de Novembro, não tenha sido alvo de reconstruções, alterações ou ampliações.

Perante o panorama, este grupo pode ser subdivididos em 3 categorias;

- Edifício com qualidade elevada, onde a alvenaria estrutural está ainda em boas condições com pedra aparelhada, pelo menos nos cunhais do edifício e com elementos de travamento;
- Edifícios com qualidade inferior, em que a alvenaria é muito pobre e não existem elementos de travamento. Na maioria dos casos as paredes de alvenaria apresentam uma espessura elevada onde, por vezes, podem observar-se situações de abaulamento (ver Figura 2.19). Os pavimentos não vencem vãos com grande dimensão e são, na maioria dos casos, de madeira.
- Edifícios com andar de resalto, compostos por um piso de rés-do-chão em alvenaria e pavimento em arco, que constitui o suporte dos pisos superiores compostos por uma estrutura reticulada de madeira. Nestes edifícios, o revestimento exterior é composto por uma alvenaria mista em xadrez.

Em geral, os edifícios pré-pombalinos tinham, no máximo, 4 pisos elevados com um pé direito bastante reduzido, muito poucas aberturas para o exterior do edifício e uma grande densidade de paredes interiores. Na maior parte dos casos, o pavimento térreo era constituído por lajes de pedra (a mais abundante na região) e os pisos elevados era constituídos por pavimentos de madeira suportados por vigas de madeira encastradas nas paredes resistentes de alvenaria.

Relativamente às paredes resistentes de alvenaria, estas podem ser de três tipos: cantaria, alvenaria ou tabiques - sendo que, o que as diferencia é o seu processo construtivo e o tipo de material utilizado.

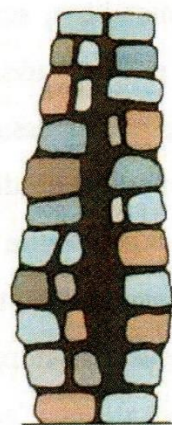


Figura 2.19 Abaulamento de paredes de alvenaria (Lamego, 2014)

2.5.2.2 Edifícios pombalinos

São considerados edifícios pombalinos todos aqueles que foram construídos após o sismo de 1755 quando Lisboa se encontrava em ruínas. Por estar em ruínas foi necessário, como já foi dito, elaborar um plano de reconstrução que atendesse a todas as necessidades que se criaram após o sismo:

- Expansão da cidade devido à grande falta de habitação
- Necessidade de construir de uma forma mais segura
- Reversão de várias zonas da cidade em estado caótico

O plano de reconstrução de Lisboa tinha como principais conceitos base a coerência, a homogeneidade e equilíbrio entre edifícios e, por isso, os edifícios projectados eram, em termos de alçados e disposição interior idênticos. Na Figura 2.17 apresenta-se um exemplo do alçado de um edifício de uma rua principal de Lisboa.

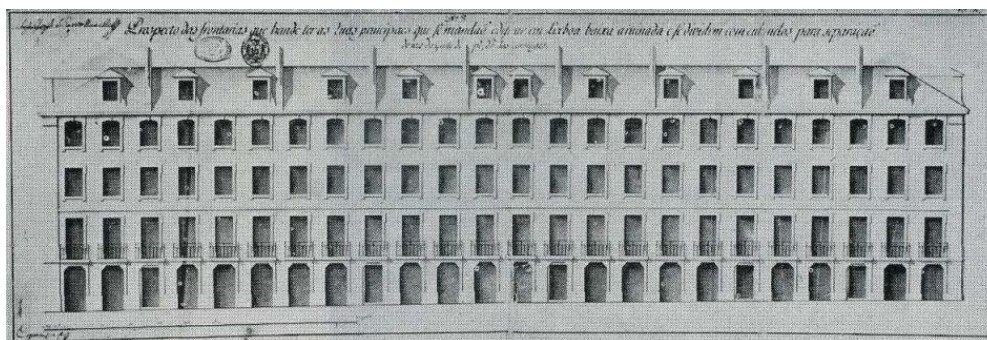


Figura 2.20 Alçado do edifício de uma rua principal (sentido S-N), da autoria de Eugénio Santos (França, 1987)

A gaiola pombalina surgiu depois do sismo de 1755, quando se constatou que as alvenarias de pedra não tinham capacidade para dissipar a energia de um sismo e que a estrutura da gaiola, construída em madeira conferia ductilidade suficiente para que a estrutura dos edifícios assim construídos apresentassem um bom comportamento sísmico.

A ideia de usar madeira como elemento estrutural surgiu do comportamento que os navios tinham quando sujeito às acções dinâmicas que o mar transmitia à estrutura dos navios. Os engenheiros que contribuíram para a reconstrução de Lisboa conseguiram perceber que o comportamento dos navios quando sujeitos à acção do mar era similar ao comportamento dos edifícios quando ocorria um sismo. Os navios apresentavam um bom comportamento às acções do mar porque eram compostos por uma estrutura tridimensional de madeira com elementos deformáveis e resistentes à tracção e compressão onde as ligações entre todos os elementos eram executadas de maneira a que o navio se comportasse como um corpo articulado.

O uso conjunto da madeira com as alvenarias simples, materiais representativos da época, nasceu devido ao bom comportamento que as alvenarias – as paredes de alvenaria, têm face ao fogo. Desta forma, a resistência à tracção e compressão e a facilidade de dissipar a energia transmitida por um sismo ficavam asseguradas pelos elementos de madeira, enquanto que a resistência ao fogo ficava garantida pelos elementos de alvenaria simples de pedra.

A gaiola pombalina é, por isso, um grande marco na construção da cidade de Lisboa e no campo da engenharia sísmica porque é o primeiro sistema estrutural com características anti-sísmicas, tendo como principal objectivo salvaguardar as pessoas e objectos que se encontrem no seu interior, conceito até então pouco explorado. Além disso, apesar de aparentar ser de um determinado material (alvenaria de pedra) é composta por uma estrutura tridimensional interna de madeira que permite a absorção de esforços gerados por acções e deslocamentos derivados de um sismo. Na Figura 2.21 apresenta-se um modelo esquemático de uma gaiola pombalina.

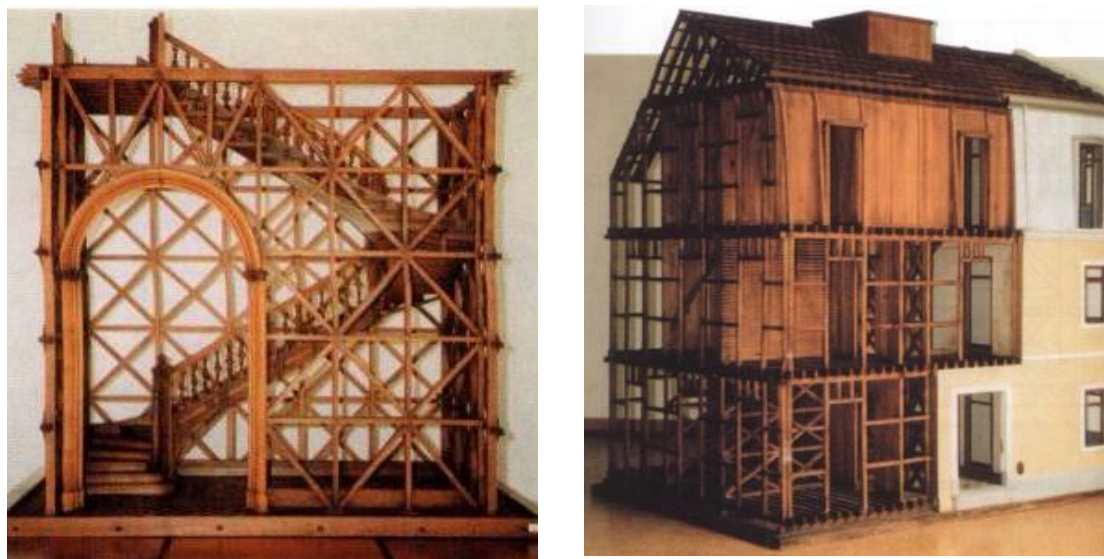


Figura 2.21 Modelos esquemáticos de um edifício construídos através do sistema de gaiola pombalina

Este sistema estrutural tem uma duração relativamente extensa se forem tidos os cuidados indicados para que a madeira não perca a sua capacidade resistente.⁴

A época de construção deste sistema estrutural vai desde 1755 até meados do século XIX (cerca de 1880). A partir de 1880, por causa do esquecimento dos danos provocados pelo sismo, o sistema estrutural da gaiola pombalina começou a ser alterado e surgiu um novo tipo de edifício – os “gaioleiros”.

2.5.2.3 Edifícios “Gaioleiros”

As áreas de maior expansão urbana entre 1880 e 1930 estendiam-se nas zonas a Norte e a Poente da baixa lisboeta, segundo a Avenida de Liberdade estendendo-se até à Avenida Ressano Garcia, Almirante Reis, Avenida da República e Alameda.

Com o passar do tempo, as consequências e danos do sismo de 1755 caíram no esquecimento e surgiu um novo tipo de sistema estrutural – os edifícios gaioleiros. Enquanto os edifícios de gaiola pombalina seguiam critérios e exigências que resultavam num rigor construtivo impecável, os edifícios gaioleiros perderam todas essas características por causa das simplificações e alterações estruturais que sofreram, quando comparados com os edifícios do período anterior.

As simplificações da gaiola pombalina que criaram os edifícios pombalinos comprometeram a continuidade estrutural e tridimensional e a ligação entre os vários elementos que compõem a estrutura. As diferenças destes dois tipos de sistema estrutural não se cingem apenas à estrutura, estão também presentes no tipo de materiais utilizados – nos edifícios gaioleiros os materiais utilizados eram de qualidade inferior aos materiais utilizados nos edifícios de gaiola pombalina, no aumento da altura dos edifícios – passam a ter entre 5 a 6 pisos em vez de 3 ou 4, e há um decair da qualidade de execução das paredes de alvenaria aliada à sua redução da sua espessura de uma forma sistemática, ao longo da altura dos edifícios. Todas estas diferenças contribuíram para que, do ponto de vista de estruturas anti-sísmicas, os edifícios gaioleiros tenham um comportamento menos eficiente que os edifícios de gaiola pombalina.

Os edifícios com estrutura de alvenaria do tipo gaioleiro podem ser sucintamente descritos como edifícios compostos por:

- Paredes de alvenaria de três tipos – paredes-mestras (alvenaria de pedra ligada através de argamassa de argila), paredes de tijolo maciço e paredes interiores de tabique;
- Pavimentos de madeira compostos por barrotes de madeira, orientados segundo o menor vão e assentes nas paredes de alvenaria;
- Caboucos de alvenaria de pedra rija com o dobro da espessura da parede que suportam e com altura suficiente para alcançar a camada resistente do terreno;
- Sistema de travamento lateral das paredes, muitas vezes assegurado através de ferrolhos metálicos

⁴ Prevenir que a madeira esteja sempre seca e livre de ciclos de humedecimento e secagem que provocam o seu apodrecimento, e que esteja livre de fungos e insectos que derivam dos tais ciclos. A melhor forma de prevenir tais ciclos é garantir o recobrimento de toda a estrutura de madeira através de rebocos.

Devido à fraca qualidade dos materiais utilizados e dos processos construtivos, um grande número deste tipo de edifícios colapsou durante a fase construtiva e após a sua ocupação, o que não abona nada a seu favor. Hoje em dia, os edifícios deste tipo que ainda se encontrem em uso estão bastante desajustados relativamente às exigências para edifícios de habitação e, em muitos casos encontram-se num estado de degradação muito avançado - o que representa um enorme problema de segurança para qualquer pessoa que usa tais estruturas.

O período de declínio desta tipologia começou por volta de 1930 com o aparecimento do betão armado que, durante algum tempo foi utilizado em conjunto com paredes de alvenaria.

2.5.2.4 Edifícios de transição da alvenaria/madeira para o betão armado

Esta tipologia é caracterizada pelo total abandono das estruturas de madeira em paredes, pelo uso constante de alvenaria de tijolo de produção industrial e pelo início do betão armado em zonas como as lajes de varandas, de cozinhas e de instalações sanitárias.

Na cidade de Lisboa, os edifícios desta tipologia estão bem identificados nas zonas do bairro do Arco do Cego e do Bairro de Alvalade, tanto na vertente de habitação social como na vertente de rendas económicas. Em termos de habitação social, assiste-se à construção dos últimos exemplares de pavimentos de madeira em zonas secas e de coberturas de madeira (através de vigas de pinho assoalhadas com pranchas do mesmo material, sendo que a presença do betão e do cimento de Portland está fortemente marcada nas lajes de escadas, em paredes de blocos de betão vazados, terraços, cozinhas, instalações sanitárias e em vários materiais de revestimento. No caso de edifícios de rendas económicas era usual a construção de lajes finas de betão (com 7 a 10 cm de espessura) apoiadas em paredes de alvenaria (de tijolo no caso de paredes interiores ou de alvenaria de pedra em paredes de fachada) e, em alguns casos, paredes de betão simples.

O antecessor do sistema estrutural dos edifícios de betão de 1ª fase pode ser observado nos pisos térreos e caves de edifícios com funções comerciais onde há uma interrupção das paredes interiores e das paredes de fachada com o objectivo de criar espaços mais amplos e com aberturas generosas nos pórticos de betão para que se conseguissem instalar as montras dos estabelecimentos comerciais.

A fase de transição entre as estruturas de alvenaria e madeira para as estruturas “puras” de betão foi bastante curta - como todas as fases de transição o são, mas de uma enorme importância porque é a partir desta altura que o peso dos pavimentos assume-se como um factor muito relevante em termos das cargas mobilizáveis pelos sismos, criando um novo conjunto de problemas no que diz respeito à acção sísmica.

2.5.2.5 Edifícios da primeira fase do betão armado (anteriores a 1960)

A generalização do uso do betão armado levou ao abandono do uso das alvenarias resistentes e da madeira como materiais estruturais ficando estes confinados à construção de habitações unifamiliares.

A partir desta altura começa o reinado do betão que passa a ser o elemento de eleição sem qualquer concorrência na construção de edifícios habitacionais. Esta primeira fase de edifícios de betão é condicionada por dois factores bastante importantes quando se fala de comportamento estrutural;

- O facto de os engenheiros da altura assumirem que o betão era um material *ad aeternum*, ou seja assumiu-se que este material teria problemas relacionados com a sua durabilidade;
- A falta de bases científicas relativamente ao comportamento das estruturas quando afectadas por um evento sísmico.

A maior parte da construção entre o final dos anos 40 e início dos anos 60 é composta por estruturas reticuladas com sistemas mais ou menos simétricos e irregulares de pórticos compostos por vigas e pilares de betão armado.

Em termos estruturais as principais características destes edifícios são:

- Uso de betões com baixa resistência e compacidade;
- Estruturas muitas vezes pouco simétricas e irregulares com uma distribuição de pilares também irregular e com soluções de apoio viga-viga;
- Elementos esbeltos demais (tanto em vigas como em pilares) o que resulta em estruturas muito deformáveis;
- Ausência de disposições construtivas que garantam a ductilidade necessária para um bom comportamento sísmico (como as quantidades máximas e mínimas de armaduras e as suas disposições);
- Ausência de verificações sísmicas originária da falta de regulamentação específica e da limitação de métodos de análise sísmica estrutural.

Desta forma, as construções desta época são estruturas que envelhecem muito rapidamente especialmente quando expostas directamente às acções climáticas sofrendo de deformações excessivas levando à fendilhação das alvenarias não estruturais e com uma vulnerabilidade sísmica acentuada. Há que mencionar que, nesta época assiste-se a um aumento em altura dos edifícios que anteriormente estavam limitados pelo uso das alvenarias o que agrava bastante os problemas estruturais referidos.

2.5.2.6 Edifícios da segunda fase do betão armado (até 1985)

O final da década de 1950 e a publicação do Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP) em 1961 marcam uma nova fase de construção onde se assiste ao surgir da preocupação da análise sísmica das estruturas – preocupação essa que se vem acentuar de forma bastante clara após a publicação do Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA), em 1967.

O RSEP define com clareza a necessidade da verificação da segurança estrutural para a acção sísmica baseando-se em análises estáticas equivalentes à acção dinâmica dos sismos através do zonamento sísmico e de coeficientes sísmicos a partir dos quais se determinam as forças horizontais com que se simulava a acção sísmica. É nesta altura que começam também a surgir ferramentas de cálculo automático que permitiam a análise estrutural de estruturas reticuladas planas.

Este conjunto de evolução e avanços no campo da análise estrutural leva a que se conseguissem introduzir novas soluções estruturais como as estruturas laminares de betão, as caixas de escadas e de elevador de betão armado e as lajes fungiformes – sendo estas as maiores diferenças em termos estruturais dos edifícios de betão armado de 2ª fase para os edifícios de 1ª fase.

Estas novas soluções estruturais aliadas às evoluções regulamentares e ao aumento da altura dos edifícios e dos vãos entre pilares são acompanhadas por um novo conjunto de exigências

relativamente às características mecânicas do betão. Tais exigências não são cumpridas, no que diz respeito à durabilidade do betão e, por isso, os problemas das estruturas de betão de 2ª fase são muito idênticos aos problemas das estruturas de betão de 1ª fase.

2.5.2.7 *Edifícios contemporâneos de betão armado e/ou pré-esforçado*

O intervalo temporal definido para as estruturas de betão modernas começa por volta dos anos 70 e estende-se até aos dias de hoje onde o patamar de complexidade em termos estruturais já é muito superior se compararmos as estruturas dos dias de hoje com as primeiras estruturas de betão. Tal nível de complexidade é hoje em dia atingido devido a vários acontecimentos que marcaram fortemente a engenharia estrutural e sísmica;

- A publicação de regulamentação que veio alterar a forma como se construía e como se analisavam estruturas do ponto de vista sísmico (RSA, REBAP)
- A banalização do computador pessoal e os grandes avanços dos meios de cálculo que permitiu a realização de análises estáticas e dinâmicas em duas e três dimensões de estruturas com um alto grau de complexidade;
- A introdução de nova regulamentação relativamente ao uso e fabrico de betão que introduz novas nomenclaturas e desenvolve as questões da durabilidade do betão;
- A aprovação para a elaboração dos Eurocódigos Estruturais que coloca à disposição de uma nova geração de engenheiros e técnicos de engenharia um conjunto de regulamentos muito completo com grande inovações para Portugal no que toca às estruturas mistas de aço-betão, de madeira e de alvenaria.

Apesar do aumento da construção com recurso às estruturas mistas de aço-betão o material predominante continua a ser o betão armado de classes de resistência elevada e de elevado desempenho onde as exigências de durabilidade ganham uma nova importância perante a escolha de betão a utilizar nas estruturas de edifício de habitação.

Neste período de construção, que ainda decorre, é possível ver que as estruturas reticuladas passam para segundo plano tendo sendo substituídas por estruturas à base de lajes fungiformes (podendo estas ser maciças ou aligeiradas) apoiadas em pilares ou paredes de betão. Começam também a existir registos de uso de pré-esforço em edifícios de habitação depois de esta metodologia ser utilizada com sucesso em edifícios comerciais e de escritório para criar grandes espaços livres de pilares.

Ao mesmo tempo é possível perceber que passa a existir uma maior preocupação com a organização da estrutura dos edifícios onde se tenta ao máximo minimizar as assimetrias com vista a minorar os efeitos secundários que possam ocorrer durante um sismo.

Em jeito de conclusão, os edifícios de betão armado podem ser classificados, em termos de sistemas estruturais em 4 grupos;

- Os sistemas porticados onde os vários pisos do edifício, compostos por lajes vigadas ou lajes fungiformes (maciças ou aligeiradas) são suportados por pilares;
- Os sistemas mistos, em tudo igual aos sistemas porticados com a diferença de que os elementos verticais que suportam os pisos não são apenas pilares mas também paredes estruturais;

- Os sistemas de paredes em que os pisos do edifício (lajes vigadas ou fungiformes) são suportados por paredes estruturais
- Os sistemas pré-fabricados onde as lajes podem ser compostas por vigotas (pré-esforçadas ou não) ou lajes nervuradas em uma ou duas direcções sendo, na zona dos pilares, laje maciça

Na cidade de Lisboa, a maior parte da construção em betão armado pode ser dividida em 4 grandes linhas urbanas:

- Urbanizações bem planificadas e integradas com uma grande área de implantação, englobando edifícios altos e moradias (zona da Portela, Olivais e Restelo);
- Urbanizações com pouca planificação que se desenvolvem ao longo das saídas de Lisboa (Lumiar, Luz e Benfica), em que os edifícios são bastante semelhantes;
- Urbanizações para habitação social com edifícios baixos e de média altura (Chelas e Telheiras);
- Desenvolvimento perto das zonas clandestinas onde as habitações são de alvenaria com um aspecto temporário (e que passou a permanente) e habitação temporária com barracas.

2.6 Vulnerabilidade sísmica de edifícios

O comportamento das estruturas e da sua vulnerabilidade do ponto de vista sísmico é usualmente analisado através de duas perspectivas:

- Teoricamente, através de modelos estruturais que permitem analisar os danos que possam existir, tentando arranjar uma forma de os minimizar e,
- Empiricamente, observando no terreno as consequências de um sismo de grande intensidade.

Ao longo dos tempos, constatou-se que a resistência das construções humanas aquando a ocorrência de um sismo está intimamente ligada à protecção da sociedade. A protecção só pode ser garantida caso se minore a vulnerabilidade sísmica das construções mais antigas e se projectem construções novas sismicamente seguras e resistentes.

Hoje em dia, qualquer estrutura que se situe numa zona sísmica é projectada seguindo disposições regulamentares que visam assegurar um desempenho satisfatório, garantindo a sua segurança caso ocorra um sismo de elevada intensidade evitando o seu colapso e a perda de vidas humanas. Mas, nenhuma cidade é construída toda na mesma altura e por isso, uma grande parte dos edifícios, devido à sua idade já avançada apresentam lacunas importantes relativamente ao seu comportamento e resistência. Desta maneira, o termo “vulnerabilidade” sísmica está directamente relacionado com esses edifícios mais antigos que povoam as cidades dos nossos dias - a redução de tal vulnerabilidade está associada a medidas de reabilitação dos edifícios mais antigos construídos em períodos anteriores à regulamentação em vigor nos dias de hoje.

De uma forma geral, os principais factores de vulnerabilidade das construções (novas ou mais antigas) são os seguintes:

- Tipo de elementos resistentes;
- Configuração dos elementos estruturais;
- Disposições construtivas de dimensionamento do projecto;

- Qualidade da construção;
- Métodos construtivos usados, os materiais e as tecnologias de cada região e de cada época de construção.

Tais factores influenciam fortemente o comportamento sísmico das estruturas onde a acção sísmica não foi considerada da forma mais correcta, como é o caso das construções anteriores à primeira regulamentação anti-sísmica (1958) (LNEC, 2005f).

Olhando para o parque habitacional do território português, a maior parte dos edifícios são compostos por dois grandes grupos – edifícios de alvenaria e edifícios de betão armado. A utilização de estruturas metálicas não é representativa e, por isso, este tipo de sistema não irá ser abordado.

2.6.1.1 Edifícios de alvenaria

Na Figura 2.22, mostram-se 3 fotografias de 3 edifícios distintos (todos com paredes resistentes de alvenaria), situados no centro histórico de *L'Aquila* onde em 2009, ocorreu um sismo com uma magnitude entre 5,8 e 6,3 na escala de Richter. A escolha destas fotografias prende-se com o facto de a construção antiga em *L'Aquila* ser muito semelhante à construção antiga de Lisboa, o que permite uma boa base de comparação com a capital portuguesa.



Figura 2.22 Danos em alguns edifícios de alvenaria no centro histórico de L'Aquila (Romão et al., sem data)

Os edifícios de alvenaria, devido à sua rigidez elevada não apresentam uma boa capacidade de dissipar a energia que um sismo transmite à estrutura. Durante um sismo geram-se, nas paredes, forças de inércia proporcionais à massa das paredes em duas direcções. Nas paredes paralelas à direcção da acção as forças actuam segundo o próprio plano da parede enquanto, nas paredes transversais, as forças são transversais ao plano das paredes. Além deste conjunto de forças são também acrescidas as forças transmitidas pelo pavimento e pela cobertura.

Neste tipo de estrutura as principais causas para a sua elevada vulnerabilidade são as seguintes;

- Ligações mal concebidas e deficientes, como por exemplo, paredes perpendiculares onde a sua ligação não é suficiente ou não foi bem executada (este tipo de situação pode levar ao colapso transversal das paredes por causa da redução do efeito de contraventamento que as paredes transversais (paralelas à direcção da acção sísmica) conferem à estrutura) e entregas insuficientes na zona de ligação dos pavimentos ou da cobertura às paredes, que pode levar à queda abrupta dos pavimentos ou das coberturas;
- Materiais pouco adequados e de fraca qualidade, como o uso de tijolos e de argamassas com uma resistência insuficiente (o que leva à sua má ligação e posterior desagregação),

- Estrutura mal concebida, devido à baixa rigidez dos pisos e das coberturas, características desta tipologia construtiva onde o efeito de diafragma necessário é muito reduzido ou até nulo, onde as forças de inércia não são transmitidas às paredes resistentes (ver esquemas ilustrativos na Figura 2.23),
- Estrutura sem uma linha condutora, são executadas muitas alterações a nível estrutural que nem sempre são a melhor solução,
- Conservação do edificado, o edifício entra num estado de deterioração em termos materiais e em termos estruturais sem que haja qualquer tipo de intervenção.

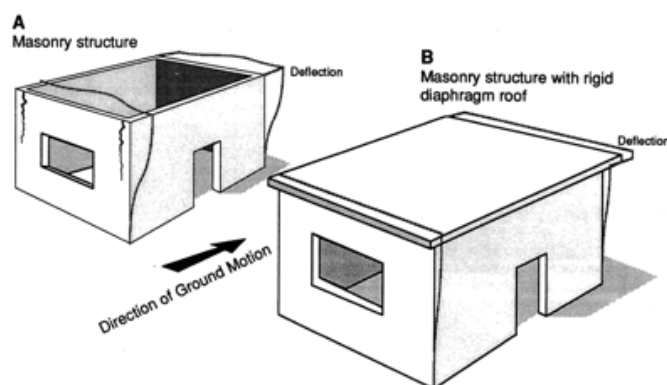


Figura 2.23 Estrutura de alvenaria sujeita a um sismo sem o efeito de diafragma dos pisos (caso A) e com o efeito de diafragma dos pisos (caso B), adaptado de (LNEC, 2005e)

Associado a cada tipologia construtiva existe um conjunto de vulnerabilidades ou pontos fracos característicos. Desta forma, na Tabela 2.1, apresentam-se os pontos fracos de cada uma das tipologias construtivas de alvenaria mais relevantes do parque habitacional de Lisboa.

Tabela 2.1 Quadro-resumo das vulnerabilidades de cada sistema estrutural de alvenaria (Cóias, 2010)

Tipologia	Principais pontos fracos
Pombalinos	<ul style="list-style-type: none"> - Degradação das propriedades dos elementos estruturais de madeira - Aumento do número de pisos - Alterações, em particular ao nível dos pisos térreos, deficientemente calculadas e/ou executadas, com debilitação de paredes e fundações - Introdução pouco criteriosa de elementos metálicos e de betão armado
“Gaioleiros”	<ul style="list-style-type: none"> - Construção, em geral muito precária, com abandono da estrutura anti-sísmica “em gaiola” - Contraventamento insuficiente - Paredes com espessura reduzida, pouco resistentes e em número insuficiente - Altura e pés-direitos elevados - Empenas muito grandes - Fundações geralmente deficientes - Presença de elementos decorativos pesados - Alterações na estrutura
“De placa”	<ul style="list-style-type: none"> - Estrutura muito pesada - Resistência insuficiente a forças horizontais - Aumento do número de pisos - Alterações estruturais feitas clandestinamente ou deficientemente projectadas e/ou executadas, com debilitação de paredes e fundações

2.6.1.2 Edifícios de betão armado

Hoje em dia, ao olhar para o horizonte de uma cidade moderna praticamente todas as estruturas de grande e médio porte têm um sistema estrutural de betão armado e não um sistema de alvenaria resistente – daí a enorme incidência que os regulamentos actuais têm nas estruturas de betão armado.

Como já foi referido, os sistemas estruturais de betão armado mais comuns são os sistemas porticados - compostos por pilares, vigas e lajes, sistemas estruturais de parede (onde os elementos verticais são paredes resistentes em vez de serem pilares) e as estruturais mistas, onde existem os dois tipos de elementos verticais (pilares e paredes).

A resistência sísmica destas 3 tipologias estruturais depende, em primeiro lugar, da existência do efeito diafragma das lajes que permite a transmissão das forças horizontais de inércia entre os vários elementos verticais. No caso dos sistemas de parede e dos sistemas mistos, a sua resistência sísmica é garantida pelo comportamento ao corte das paredes resistentes e, caso a altura da estrutura seja significativa, pelo seu comportamento à flexão. Relativamente aos sistemas em pórticos a resistência sísmica está intimamente ligada ao comportamento em flexão das vigas e pilares. Das três tipologias estruturais mencionadas, a que apresenta maior rigidez é o sistema de paredes resistentes devido à maior dimensão dos elementos resistentes (LNEC, 2005e).

Ao contrário dos edifícios de alvenarias que, na sua maioria têm configurações muito regulares tanto em planta como em altura, nos edifícios de betão armado é possível a diversificação da sua geometria em planta e em altura o que, em termos de comportamento sísmico, é uma desvantagem. Tal diversificação advém do início do século XX quando, arquitectos e engenheiros estavam ansiosos por quebrar o estilo dos edifícios construídos até à data (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c).

Estruturas com irregularidades e assimetrias em alçado e em planta apresentam um comportamento relativamente à acção sísmica muito menos satisfatório do que estruturas simétricas e regulares. O que faz piorar o comportamento sísmico, em termos de regularidade em planta e em altura é o desequilíbrio entre o centro de rigidez e o centro de massa pois os efeitos de torção provocados por esse desequilíbrio podem levar a colapsos locais da estrutura. Para melhor expor este assunto, pode-se ver na Tabela 2.2 quais os problemas que podem surgir quando os edifícios são irregulares em planta ou irregulares em altura (FEMA, 2006).

Um edifício com uma planta complexa e irregular leva a que seja mais difícil a previsão da sua resposta sísmica e quais os seus mecanismos de distribuição de esforços. Por outro lado, o facto de existirem ou não descontinuidades em altura pode levar à criação de regiões onde os danos serão muito severos, como se pode ver na Tabela 2.2 e na Tabela 2.3.

Outro aspecto a ter em conta relativamente ao comportamento sísmico de estruturas de betão é o facto de, nas estruturas de betão porticadas, as paredes de preenchimento influenciarem a rigidez global da estrutura (aumentando-a), especialmente se estas estiverem ligadas aos elementos estruturais de betão. Usualmente, essa contribuição (das paredes de preenchimento) não é considerada na análise da resposta de uma estrutura a sismos intensos porque admite-se que a resistência advém apenas dos elementos de betão mas tal premissa deve ser considerada com alguma precaução pela simples razão de que as alvenarias, no ocorrer de um sismo, não sofrem fendilhação ou colapso uniforme e podem criar irregularidades que podem ter efeitos não desprezáveis relativamente à resposta sísmica da estrutura, além de que, caso seja considerada a sua contribuição a rigidez da estrutura aumenta consideravelmente.

Finalmente, deve também ser tido em conta quando se avalia o comportamento de um edifício de uma estrutura porticada de betão que, segundo as regras de dimensionamento sísmico actuais, é imposta uma menor resistência às vigas quando comparada com a resistência dos pilares. Minora-se a resistência das vigas face à resistência dos pilares porque caso os pilares colapsem antes das

vigas a estabilidade global da estrutura não pode ser assegurada e podem ocorrer colapsos bruscos. Desta forma, a sequência de colapsos deve começar com as vigas e terminar nos pilares.

Tabela 2.2 Principais problemas resultantes da irregularidade em planta e em altura de edifícios (FEMA, 2006)



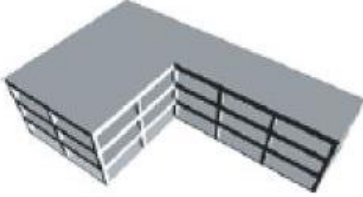
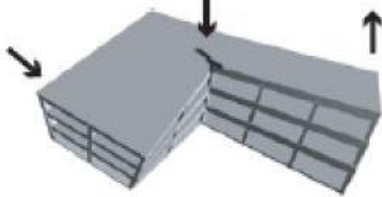





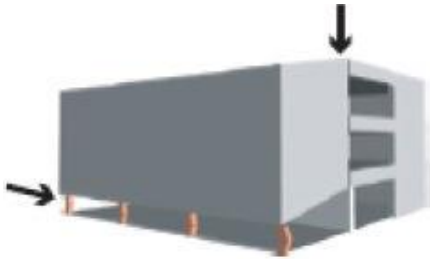










<i>Irregularidades em planta</i>	
Estado de repouso	Comportamento durante um sismo
	
Má distribuição da rigidez em planta	
	
Existência de reentrâncias ao nível dos pisos	
	
Existência de aberturas de grande dimensão	
	
Sistemas de Forças Resistentes Laterais não Paralelas	
	
Paredes resistentes contínuas	

Tabela 2.3 Principais problemas resultantes da irregularidade em planta e em altura de edifícios (FEMA, 2006)

Irregularidades em altura	
Estado de repouso	Comportamento durante um sismo
	
<i>Soft Story</i>	
	
Irregularidades de massa em altura	
	
Irregularidades de rigidez em altura (1)	
	
Irregularidades de rigidez em altura (2)	
	
<i>Weak Story</i>	

Um edifício de betão armado é considerado vulnerável em termos sísmicos quando apresenta alguma das seguintes características (LNEC, 2005e):

- Dimensionamento sísmico inexistente: Nos edifícios anteriores à primeira regulamentação anti-sísmica (1983) a consideração da acção sísmica não foi contabilizada;
- Elementos de betão armado com ductilidade baixa: São elementos onde não existe armadura de confinamento suficiente dos varões longitudinais (especialmente nos nós viga-pilar);

- Edifícios com pisos vazados sem paredes resistentes;
- Paredes não estruturais que podem induzir efeitos de torção e concentração de tensões imprevistas;
- Edifícios flexíveis onde não é considerada a distância entre edifícios adjacentes e pode levar a choques entre edifícios vizinhos;
- Ausência de conservação apropriada das estruturas associada a danos anteriores não reparados;
- Concentração de exigências em zonas localizadas devido a irregularidades em planta e em altura.

2.6.1.3 Mitigação da vulnerabilidade sísmica das construções

Nos últimos 50 anos, a área de engenharia sísmica teve enormes avanços científicos (certamente aliados ao enorme avanço da tecnologia disponível) e por isso, as principais formas de mitigar a vulnerabilidade sísmica das construções (sejam elas construções novas ou construções reabilitadas) são bastante conhecidas.

Nos pontos seguintes são indicadas formas de mitigar a vulnerabilidade sísmica das várias tipologias construtivas referidas anteriormente.

2.6.1.3.1 Edifícios antigos de alvenaria de pedra

A intervenção em termos de reabilitação estrutura não deve afectar ou alterar o comportamento original da estrutura e não deve existir um aumento significativo da sua massa e rigidez. Existem várias soluções de reforço para edifícios deste tipo que serão analisadas com mais detalhe num ponto mais à frente deste trabalho.

2.6.1.3.2 Edifícios pombalinos

Quando os exemplares desta tipologia construtiva são considerados como património construído a preservar, a sua autenticidade e carácter histórico devem ser garantidos o melhor que se conseguir. Desta forma, qualquer tipo de alteração estrutural profunda não deve ser executada com vista à preservação do edifício. Na impossibilidade de alterações estruturais profundas existem várias alternativas:

- Reforço e/ou reparação da estrutura anti-sísmica original de madeira;
- Reposição da solução estrutural original no caso de terem sido feitas alterações estruturais de larga escala;
- Redução da massa do edifício através da eliminação de pisos que foram sendo acrescentados ao longo da vida da estrutura;
- Melhoria das ligações entre os elementos estruturais que permitem a dissipação de energia de um sismo.

2.6.1.3.3 Edifícios gaioleiros

Em termos arquitectónicos, esta tipologia não é tão importante como os edifícios pombalinos mas, para que não existam grandes perturbações para os utentes da construção também é aconselhável a adopção de medidas pouco intrusivas:

- Melhoria das ligações entre os elementos estruturais que permitem a dissipação de energia de um sismo;

- Reforço através de estruturas metálicas na zona do saguão do edifício;
- Aumento da resistência das paredes-mestras nos nembos⁵, com lâminas de betão armado projectado ou aplicado por injeção
- Melhoria da rigidez nos cantos das paredes-mestras através de lâminas de betão armado projectado ou aplicado por injeção

2.6.1.3.4 Edifícios “de placa”

Soluções mais comuns para esta tipologia construtiva em termos de reforço estrutural:

- Introdução de uma estrutura vertical complementar de betão como, por exemplo, uma parede de corte fundada por micro estacas;
- Redução da massa do edifício através da eliminação de andares que foram sendo construídos ao longo da vida do edifício;
- Reforço das paredes de alvenaria estruturais com elementos metálicos ou lâminas de betão armado;
- Reposição dos elementos estruturais eliminados (rés-do-chão).

Esta tipologia permite uma introdução fácil de elementos de betão armado porque se tratam de construções onde já existem elementos de betão horizontais, ao nível dos pisos e apenas estão em falta elementos verticais resistentes ao corte e à flexão.

2.6.1.3.5 Edifícios de betão armado

Neste tipo de estruturas as soluções com melhor aplicabilidade são:

- Reforço de elementos estruturais, em especial os nós de ligação viga-pilar onde pode ser feita a cintagem do nó o que aumenta a resistência e a capacidade de dissipação de energia;
- Construção de paredes rígidas ou reforço de paredes existentes, convenientemente ligadas à estrutura do edifício de forma a aumentar a rigidez da estrutura;
- Em edifício com pisos vazados é também comum a introdução de diafragmas compostos por barras (uma escora/tirante) entre dois pilares, ao nível do piso vazado.

2.7 Acção sísmica

A acção que um sismo tem sobre as estruturas de engenharia civil consiste na transmissão do movimento do solo à base das estruturas e que irá provocar um conjunto de esforços em todos os pontos da estrutura. Como estes movimentos não são constantes durante o intervalo de tempo em que ocorrem esta acção tem um carácter dinâmico, ao contrário da acção do peso de pessoas ou objectos que têm um carácter estático, ou seja, constante ao longo do tempo (Appleton, 2013).

O comportamento de uma estrutura aquando um sismo é analisado na maioria dos casos, recorrendo a espectros de resposta, onde são apresentados os valores da resposta de pico de todos os osciladores de 1 grau de liberdade (GL) possíveis para uma certa componente particular de um sismo. Existem vários métodos para analisar o comportamento de uma estrutura quando sujeita a um sismo sendo o método referido anteriormente o mais utilizado hoje em dia. Num ponto mais

⁵ Nembo é a zona maciça de alvenaria entre dois vãos de porta ou janela.

à frente deste trabalho serão descritos todos os métodos de análise que a regulamentação em vigor recomenda.

Um oscilador de 1 GL é um sistema estrutural muito simples constituído por um pilar, um amortecedor e uma massa no seu topo que permite representar o comportamento de estruturas mais complexas (pórticos de edifícios, viadutos e pontes). O oscilador de 1 GL, quando lhe é imposto um movimento na sua base, a massa no seu topo move-se e o movimento da massa pode ser caracterizado através de deslocamentos (u), velocidades (\dot{u}) e acelerações (\ddot{u}). Na Figura 2.24 podemos ver o comportamento de um oscilador de 1 GL quando sujeito a um movimento na sua base e em repouso (Mendes, 2012).

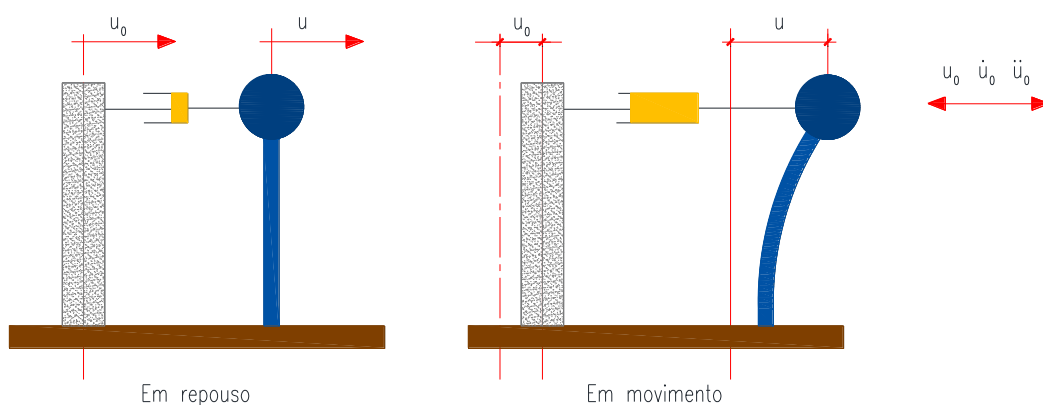


Figura 2.24 Oscilador de 1 GL, adaptado de (Appleton, 2013)

A massa no topo do pilar fica sujeita a três forças – uma força de inércia criada pela aceleração do movimento da base do pilar, uma força de restituição elástica induzida pela rigidez lateral do pilar e uma força de amortecimento que traduz a capacidade da estrutura dissipar a energia imposta pelo movimento da base do pilar, e que é normalmente caracterizado pelo coeficiente de amortecimento relativo⁶, que depende da frequência natural⁷ da estrutura. A análise deste comportamento permite determinar o valor de pico da resposta do oscilador com determinada frequência natural o que, posteriormente permite construir o espectro de resposta para um determinado coeficiente de amortecimento relativo.

Para cada valor de coeficiente de amortecimento relativo é construído um espectro de resposta que relaciona a resposta do oscilador em deslocamento, velocidade ou aceleração (sendo esta última mais grandeza a mais utilizada) em função do período ou frequência natural de cada oscilador. É de frisar que para cada tipo de material estrutural é utilizado um valor de amortecimento relativo diferente e, por isso, a regulamentação prevê o uso de espectros de resposta com vários valores de coeficiente – o tipo de solo onde a estrutura está fundada também influencia o espectro de resposta a utilizar. Na Figura 2.25 apresenta-se o exemplo de um espectro de resposta, em função do período natural para vários coeficientes de amortecimento relativo.

⁶ O coeficiente amortecimento relativo ξ , é a relação entre o amortecimento da estrutura e o amortecimento crítico, $\xi = \frac{c}{4\pi mf}$, que representa o valor a partir do qual o movimento deixa de ser oscilatório.

⁷ A frequência natural de uma estrutura é a frequência do movimento que a estrutura tende a adotar quando se encontra no estado de vibração livre (em repouso) e que depende da massa e da rigidez da própria estrutura.

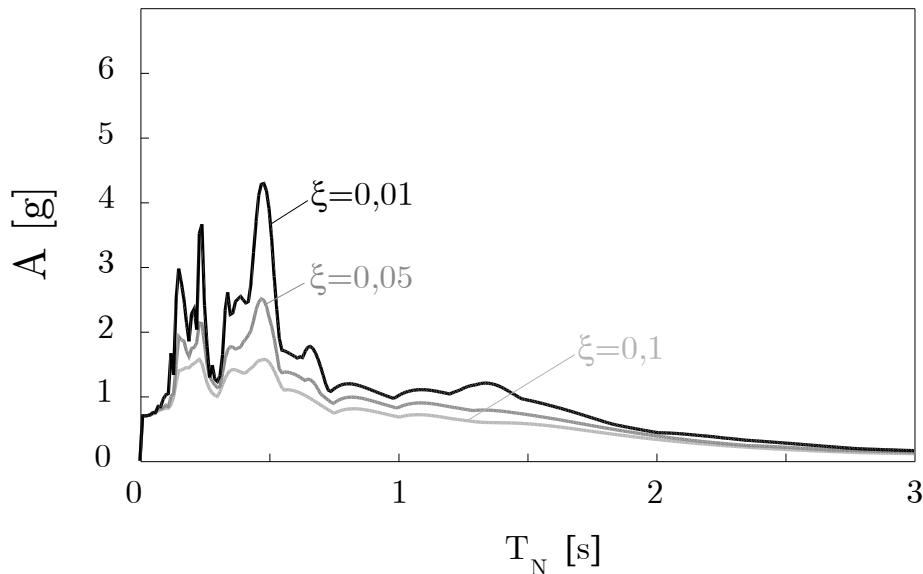


Figura 2.25 Espectro de resposta, adaptado de (Mendes, 2012)

2.7.1 Tipos de terreno

Segundo o Eurocódigo 0 (Comité Europeu Para a Normalização, 2009a), a acção sísmica é definida como sendo uma acção geotécnica – acção transmitida às estruturas pelo terreno, por um aterro ou pela água do terreno. Como um sismo consiste na movimentação do solo onde uma estrutura está implantada, a caracterização deste é relevante para a caracterização da acção sísmica.

Para a caracterização do solo devem ser efectuados estudos de caracterização com o objectivo de classificar as condições geotécnicas de acordo com os vários tipos de solo definidos no Quadro 3.1 da EN 1998. ⁸ Os vários tipos de solo estão definidos de forma decrescente em termos de rigidez e resistência sendo o solo A (rocha) que apresenta maior rigidez e o solo S₂ (depósitos de argilas sensíveis) menor.

A classificação do terreno é feita segundo o valor da velocidade média das ondas de corte ($v_{s,30}$), se este valor estiver disponível. Caso contrário, a classificação é feita segundo o valor de N_{SPT}.

A velocidade média das ondas de corte ($v_{s,30}$) é determinada segundo a expressão [2.1]:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1} \frac{h_i}{v_i}} \quad [2.1]$$

Onde:

- h_i – representa a espessura em metros da camada i
- v_i – velocidade das ondas de corte da camada i

Nota: Assume-se um total de N formações ou camadas que existam nos primeiros 30 metros de profundidade.

⁸ Consultar tabela no Anexo A.

Como já foi referido, caso não seja possível determinar a velocidade média das ondas de corte, deve ser utilizado o valor de N_{SPT} , determinado com recurso a ensaios realizados *in situ* (*Standard Penetration Test*). Esta alternativa é válida para todos os tipos de terreno excepto para os terrenos do tipo S1 e S2, onde devem ser realizados estudos específicos de caracterização da acção sísmica devido às características especiais destes dois tipos de terrenos.

Comparando com o RSA (Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes), onde eram apenas definidos 3 tipos de solo, o EC8 apresenta maior detalhe uma vez que são definidos 7 tipos de solos diferentes. Esta pormenorização permite considerar um número de solos de fundação maior como também permite definir de uma forma mais precisa os parâmetros de cada terreno que irão influenciar a caracterização da acção sísmica.

2.7.2 Zonas sísmicas

Para uma melhor caracterização da acção sísmica, o território nacional é dividido em zonas sísmicas onde se admite que a sismicidade dentro de cada zona é constante (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c).

A sismicidade de uma determinada zona é, na maioria dos casos, definida por um único parâmetro, o valor de referência máxima na base num terreno do tipo A – a_{gR} - (no Anexo B, estão indicados os vários tipos de terreno considerados pela EN 1998). Na Tabela 2.4, estão os valores definidos para a aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas.

Tabela 2.4 Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas definidas para Portugal (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c)

Acção Sísmica Tipo 1		Acção Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

São apresentados dois mapas de sismicidade para que possam ser contemplados sismos afastados (sismos interplacas) de Portugal Continental - Acção sísmica do tipo 1, e sismos próximos (sismos intraplacas) de Portugal Continental – Acção sísmica do tipo 2. Esta diferenciação do tipo de sismos surge com a EN1998 porque um sismo afastado irá afectar mais um determinado tipo de estruturas que um sismo próximo.

Um sismo próximo provoca mais danos em estruturas com frequências naturais altas porque o tempo de chegada das ondas sísmicas às cidades portuguesas é mais curto e, por isso, quando estas chegam aos terrenos habitados ainda têm frequências bastante elevadas. Relativamente ao sismo afastado, o raciocínio é idêntico – as ondas sísmicas, quando chegam ao território continental já têm frequências mais baixas e, por isso, provocam mais danos em estruturas com frequências naturais mais baixas.

A representação das várias zonas sísmicas, o EC8 considera uma escala numérica que vai de 1 a 6 para a Acção Sísmica Tipo 1 e de 1 a 5 para a Acção Sísmica Tipo 2, sendo 1 o valor que corresponde a uma zona de perigosidade sísmica maior. Na Figura 2.26, estão representadas as

várias zonas sísmicas definidas pelo Eurocódigo 8 para Portugal Continental para a Acção Sísmica Tipo 1 e Tipo 2.⁹

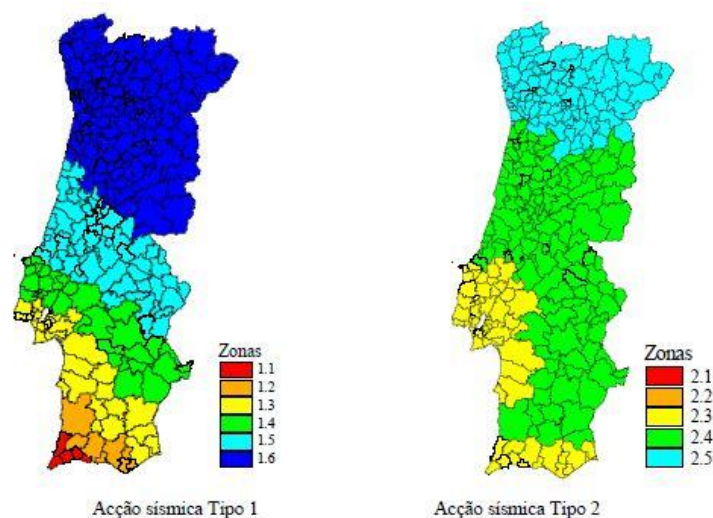


Figura 2.26 Zonas sísmicas de Portugal Continental para a acção sísmica do tipo 1 (esq.) e acção sísmica para a acção do tipo 2 (dta.) segundo a EN 1998 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c)

2.7.3 Classes de importância

Os edifícios podem ser classificados em 4 classes de importância, diferindo entre si de acordo com a relevância dos seguintes factores:

- Consequências do colapso da estrutura em termos de vidas humanas;
- Importância para a segurança pública e para a protecção civil imediatamente após a ocorrência do sismo;
- Consequências sociais e económicas do colapso da estrutura.

As várias classes de importância e os seus coeficientes de importância respectivos (para a Acção Sísmica Tipo 1 e 2) estão descritos nas Tabela 2.5 e Tabela 2.6.

Tabela 2.5 Classes de importância para os edifícios (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c)

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

⁹ Para consultar as zonas sísmicas dos Açores e Madeira consultar o Anexo A.

Tabela 2.6 Coeficientes de importância para a Acção Sísmica Tipo 1 e Tipo 2 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c)

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

2.7.4 Representação da Acção Sísmica

O movimento sísmico num determinado ponto da superfície terrestre pode ser representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno – o espectro de resposta elástica. Este espectro pode ser de 2 tipos de maneira a ter em conta diferentes condições sísmicas, ou seja, existe um espectro que corresponde à Acção Sísmica Tipo 1 e outro que corresponde à Acção Sísmica Tipo 2. Os dois espectros de resposta elástica considerados no EC8 apresentam-se de seguida.

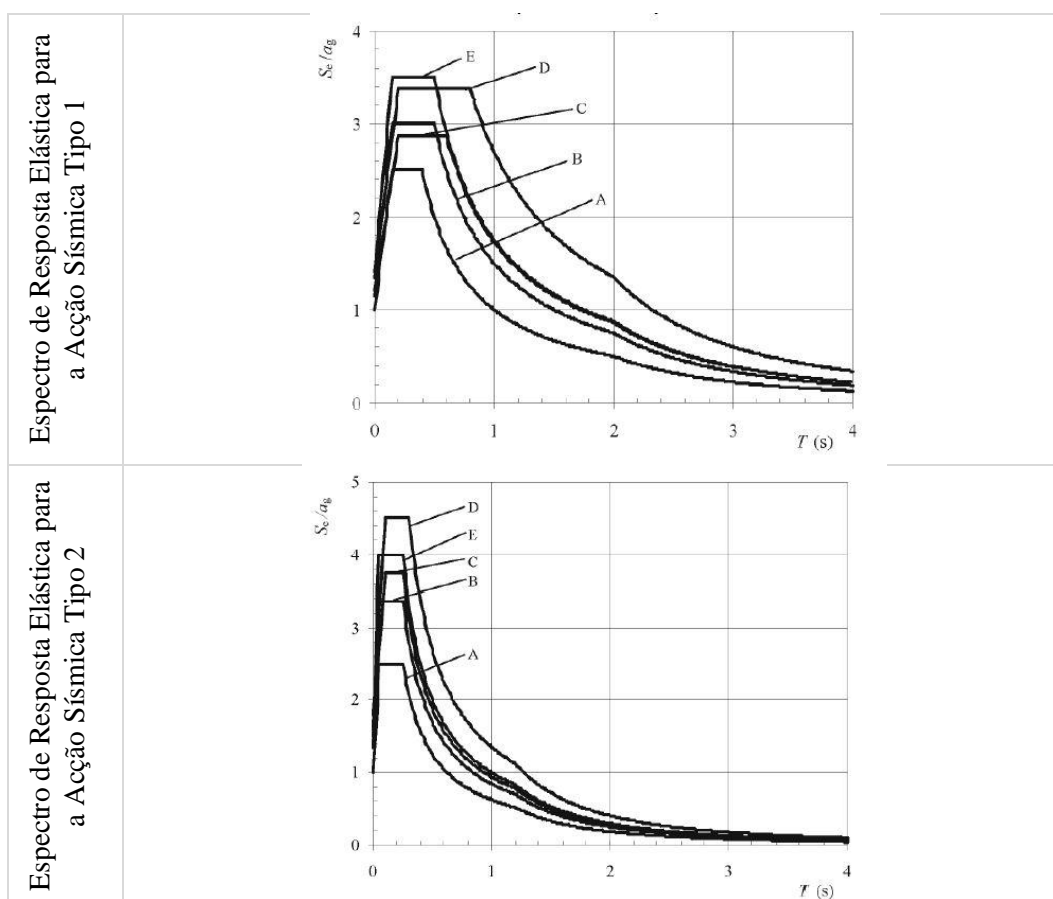


Figura 2.27 Espectros de resposta elástica para a Acção Sísmica Tipo 1 e Tipo 2 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c)

Analisando os dois espectros, é possível verificar que os solos mais brandos e menos compactos (solos do tipo D ou E) apresentam valores de aceleração mais altos do que os solos mais compactos (solos do Tipo A).

2.7.5 Métodos de análise

Existem várias formas de traduzir as acelerações que são transmitidas à estrutura de maneira a analisar quais os efeitos de um sismo.

Os vários métodos de análise que existem são (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c):

- Análise estática linear, ou análise por forças laterais;
- Análise estática não linear;
- Análise dinâmica linear (análise modal por espectro de resposta);
- Análise temporal não linear;
- Método do coeficiente de comportamento.

A escolha sobre o método de análise a utilizar é feita em função das características estruturais do edifício em análise. O método mais usual é a análise modal por espectro de resposta porque é aplicável a qualquer tipo de edifício, seja qual for a sua geometria e se é regular ou não em termos de altura e de planta. As análises dinâmicas lineares e não lineares, ao serem escolhidas como método de análise, devem ser devidamente fundamentadas relativamente à acção sísmica, ao modelo constitutivo utilizado, ao método de interpretação dos resultados da análise e aos requisitos que se espera satisfazer. No Eurocódigo 8 estão discriminadas todas as condições a que este tipo de análise deve obedecer.

No Capítulo 4 deste trabalho é feita uma análise a uma estrutura irregular tanto em planta como em altura e, por isso analisou-se a estrutura com recurso a uma análise modal por espectro de resposta.

2.7.5.1 Análise estática linear

Este tipo de análise consiste na aplicação de dois conjuntos de forças horizontais segundo duas direcções ortogonais entre si com o objectivo de simular as forças de inércia máximas que a componente horizontal da acção sísmica pode provocar.

Segundo a primeira parte do Eurocódigo 8, este método de análise só deve ser utilizado quando a resposta da estrutura não é muito afectada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados que o modo de vibração fundamental em cada uma das duas direcções principais. De maneira a preencher este requisito, uma estrutura deve satisfazer as seguintes condições;

- 1) O período de vibração fundamental, T_1 , nas duas direcções principais consideradas é inferior aos dois valores seguintes;

$$T_1 \leq \begin{cases} 4.T_C \\ 2,0s \end{cases} \quad [2.2]$$

Sendo T_C o limite superior do período no patamar da aceleração espectral constante definido nos espectros de resposta elástica definidos no Eurocódigo.

- 2) A estrutura em análise deve satisfazer os critérios de regularidade em altura apresentadas no art.º 3.2.2.2 do EC8-Parte 1.

2.7.5.2 *Análise estática não linear (pushover)*

A análise estática não linear é uma análise onde a estrutura em estudo está sujeita às cargas gravíticas e a cargas horizontais incrementais de crescimento monotónico. Para analisar uma estrutura desta forma, existem três métodos (Brum, 2014):

- Método do espectro de capacidade resistente ATC-40;
- Método do coeficiente de deslocamento FEMA-273/FEMA-356;
- Método N2 – Eurocódigo 8.

Segundo a primeira parte do EC8 (Eurocódigo 8) (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c), este método de análise pode ser utilizado em edifícios existentes e em construções novas com vista a verificar o desempenho estrutural para os seguintes efeitos:

- Confirmar ou alterar os valores do coeficiente de sobre resistência - α_0/α_1 ;
- Avaliar a distribuição de danos e quais os mecanismos plásticos previstos;
- Avaliar o desempenho estrutural de edifícios existentes ou sujeitos a uma reabilitação para efeitos da terceira parte do Eurocódigo 8;
- Como uma alternativa ao cálculo que se baseia numa análise elástica linear que utiliza o coeficiente de comportamento, q .

Os edifícios que não garantam a sua regularidade tanto em planta como em altura e que não tenham elementos de fachada e de divisória bem distribuídos e com rigidez considerável devem ser analisados através de um modelo tridimensional. Podem ser feitas duas análises independentes, cada uma com cargas laterais aplicadas em apenas uma das direcções.

Neste método de análise, segundo o EC8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c), os edifícios de alvenaria de pequena altura em que o seu comportamento é condicionado pelo esforço de corte, os pisos podem ser analisados separadamente desde que a sua altura não exceda os 3 pisos e a esbelteza média das paredes seja inferior a 1,0.

2.7.5.3 *Análise dinâmica linear*

A análise dinâmica linear explora a semelhança entre a resposta de oscilador de 1 grau de liberdade e a resposta de osciladores com vários graus de liberdade de maneira a quantificar, através de um espectro de resposta, os valores máximos da resposta de 1 oscilador com vários graus de liberdade.

Um espectro de resposta é uma representação gráfica dos valores máximos de deslocamento, velocidade ou aceleração de osciladores de 1 GL, com o mesmo valor de amortecimento da estrutura em análise, quando sujeitos a uma acção sísmica. Os valores máximos de resposta podem ser representados em função da frequência ou do período de vibração dos osciladores.

Segundo o EC8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c), este método de análise pode ser utilizado em praticamente todas as estruturas sendo o seu uso obrigatório, em edifícios que não satisfaçam as condições estipuladas para o método da análise estática linear. Quando este método de análise é escolhido, devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam de forma significativa para a resposta global da estrutura. Para determinar quais os modos de vibração a incluir na análise devem ser garantidas as seguintes condições:

- A soma das massas modais efectivas para os modos considerados representa, no mínimo, 90% da massa total da estrutura;
- Todos os modos com massas modais superiores a 5% da massa total da estrutura devem ser considerados na análise.

No caso de ser utilizado um modelo tridimensional da estrutura, as condições descritas acima devem ser verificadas para as duas direcções consideradas na análise. Na eventualidade de as condições não serem verificadas, deve ser tido em conta na análise tridimensional, um número k_n de modos de vibração que satisfaça as duas condições seguintes:

$$k_n \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad [2.3]$$

$$T_k \leq 0,20s \quad [2.4]$$

Onde:

k_n – Número de modo de vibração considerados;

n – Número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida;

T_k – Período de vibração do modo k .

2.7.5.4 *Análise temporal não linear*

Neste tipo de análise, a resposta da estrutura a uma acção sísmica é obtida através da integração numérica directa das equações diferenciais do movimento, utilizando determinados acelerogramas de maneira a representar da melhor forma os movimentos do terreno;

Os modelos estruturais analisados desta forma devem ser complementados com regras que descrevam o comportamento dos vários elementos estruturais quando são sujeitos a ciclos pós-elásticos de carga e descarga. Estas regras devem retratar de forma realista a dissipação de energia no elemento quando este é sujeito à situação de projecto sísmica.

A resposta da estrutura pode ser determinada a partir da média de, no mínimo, 7 análises temporais não lineares, ou a partir do valor mais desfavorável de todas as respostas obtidas nas análises levadas a cabo.

2.7.5.5 *Método do coeficiente de comportamento*

Este método de análise não consta na primeira parte do Eurocódigo 8, sendo definido na parte 3. Neste tipo de análise o coeficiente de comportamento, q , representa a razão entre duas forças sísmicas diferentes, sendo elas:

- A força sísmica a que a estrutura em análise ficaria submetida se a sua resposta fosse apenas elástica, considerando um amortecimento viscoso de 5%;
- E a força sísmica que assegura uma resposta aceitável/satisfatória da estrutura e que possa ser adoptada em projecto.

Consoante os materiais, o sistema estrutural e classe de ductilidade aplicável, o valor do amortecimento pode ser alterado - o que irá alterar também o coeficiente de comportamento. A classe de ductilidade considerada deve ser a mesma em todas as direcções – tal facto não quer

dizer que o coeficiente de comportamento sempre igual pois este pode variar para as diferentes direcções horizontais da estrutura.

Pode ser adoptado um valor diferente para o amortecimento, o que irá alterar valor do coeficiente de comportamento, consoante o material que compõe a estrutura e o tipo de sistema estrutural. A classe de ductilidade aplicável deve ser a mesma em todas as direcções consideradas ao contrário do valor do coeficiente de comportamento que pode variar de direcção para direcção.

Segundo a primeira parte do Eurocódigo 8, o valor superior do coeficiente de comportamento q , é determinado através da seguinte equação:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad [2.5]$$

Onde;

- q_0 é o valor básico do coeficiente de comportamento, definido em função do sistema estrutural e da regularidade em altura da estrutura;
- k_w é o coeficiente que reflecte o modo de rotura predominante no sistema estrutural de paredes

2.7.6 *Abordagens regulamentares da acção sísmica*

Foi o nosso País, ao que parece, o primeiro a dispor de um regulamento consagrado à defesa das construções contra os abalos sísmicos. As disposições deste regulamento, publicado em seguida ao terramoto de 1755, traduziram-se em soluções construtivas originais que ainda hoje podem identificar-se nas edificações da «época pombalina» existentes no País. (Decreto N°41658, de 31 de Maio de 1958)

Depois da enorme catástrofe que assolou Lisboa em 1755, Sebastião de Carvalho e Melo (Marquês de Pombal) foi apontado pelo rei D. José I para liderar os trabalhos referentes à reconstrução da cidade de Lisboa. Tal trabalho ficou muito facilitado depois de ter sido avaliada a dimensão dos danos causados pelo sismo. Para que essa avaliação fosse levada a sério, foi enviado um inquérito com 13 perguntas a todos os párocos do país com vista a comparar as respostas de cada uma das paróquias e determinar os danos causados pelo sismo por região. O inquérito encontra-se no Anexo A para uma consulta mais detalhada.

A elaboração deste inquérito forneceu uma visão de conjunto dos danos provocados pelo sismo e frisou a necessidade de criar um regulamento anti-sísmico e uma nova forma de construir – surge então a “gaiola pombalina”. Segundo a tradição oral, a “gaiola pombalina” é atribuída ao Arquitecto Carlos Mardel, que realizou um ensaio sísmico da estrutura idealizada no Terreiro do Paço colocando o modelo estrutural sobre um estrado que estava sujeito a movimentos provocados por uma marcha descompassada de um destacamento militar (com vista a reproduzir os efeitos de um sismo). Nasceu assim a Engenharia Sísmica em Portugal.

2.7.6.1 Regulamentação portuguesa e europeia

Como já foi referido, com o esquecimento dos danos causados pelo sismo de 1755 as soluções construtivas sismo-resistentes criadas após o sismo (a gaiola pombalina) entraram em desuso e por isso, pode-se dizer que o primeiro regulamento anti-sísmico surgiu em 1958 – o Decreto-Lei nº 41658 de 31 de Maio de 1958 também conhecido como o Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos (RSCCS). Este regulamento foi o primeiro a definir a acção sísmica a considerar no dimensionamento de estruturas em Portugal.

Nos dias de hoje, a regulamentação anti-sísmica em vigor, para estruturas de betão armado, é composta pelo Regulamento de Segurança e Acções (RSA, 2005) e pelo Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP,2004). Tratam-se de regulamentos elaborados no início da década de 1980, existindo a necessidade de serem revistos e actualizados perante os conhecimentos científicos adquiridos desde então.

Em 1975 a Comissão da Comunidade Europeia, com o objectivo de eliminar entraves técnicos ao comércio e harmonizar especificações técnicas entre os estados-membros adoptou um programa no domínio da construção para criar os primeiros regulamentos europeus – os Euro códigos.

O Instituto Português da Qualidade (IPQ) é, em Portugal, a entidade responsável por traduzir as normas europeias e elaborar os Anexos Nacionais, coordenada pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Os Anexos Nacionais contêm informações relativas ao país e que sejam explicitamente deixadas em aberto pela norma, para opção nacional (como por exemplo, valores a utilizar e procedimentos alternativos, dados específicos do país – climáticos, geográficos e outros, informações complementares não contraditórias para auxiliar o utilizador das normas).

Com o aparecimento dos Eurocódigos, surge um novo regulamento relativo ao projecto de estruturas sismo-resistentes – o Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c) que traz grandes diferenças na análise das estruturas, quando comparado com os regulamentos portugueses anteriores.

As principais diferenças a apontar entre o RSA e o EC8 são:

- No RSA, os sismos são considerados como acções que actuam separadamente em cada direcção, no EC8, as três componentes de um sismo (x, y, z) são consideradas como actuando simultaneamente;
- O coeficiente de segurança para a acção sísmica no RSA é 1,5 (idêntico ao coeficiente das acções variáveis) mas no EC8 a acção sísmica não é majorada;
- O período de retorno do sismo do RSA é de 975 anos, qualquer que seja a estrutura considerada. No caso do EC8, o período de retorno para a maior parte das estruturas é de 475 anos, podendo este intervalo de tempo ser superior no caso de estruturas com uma determinada importância;
- O EC8 considera um sismo de serviço, ou um sismo frequente quando se pretende verificar o estado limite de utilização (limitação de danos) e, no RSA, é apenas considerada acção sísmica na verificação da segurança aos estados limites últimos.

2.7.7 Exigências de desempenho para estruturas existentes

2.7.7.1 Estados Limite

Na terceira parte do Eurocódigo 3 são definidos três estados limite estando estes relacionados com o estado de degradação que uma estrutura apresenta:

- Estado Limite de Colapso Eminente (ELCE)

Neste estado a estrutura apresenta danos graves onde a sua resistência e rigidez residuais são muito baixas. Embora os elementos verticais ainda consigam suportar as cargas verticais a que estão sujeitos, a maioria dos elementos não estruturais já colapsaram. A estrutura apresenta deformações permanentes acentuadas e, no caso de se dar outro sismo, esta já não o conseguiria suportar mesmo que este fosse de intensidade moderada.

- Estado Limite de Danos Severos (ELDS)

A rigidez e resistência residual da estrutura ainda é significativa apesar dos danos significativos que esta apresenta. Os elementos estruturais verticais conseguem desempenhar a sua função suportando as cargas gravíticas. Os elementos não estruturais apresentam danos mas existem divisórias e enchimentos que já entraram em colapso. Os deslocamentos permanentes são, apesar de moderados, consideráveis o que faz com que a recuperação da estrutura não seja uma tarefa economicamente viável. Apesar dos danos que a estrutura apresenta quando se encontra neste estado, esta ainda seria capaz de suportar um sismo de intensidade moderada.

- Estado Limite de Limitação de danos (ELLD)

Os danos que a estrutura apresenta (especialmente nos elementos estruturais) são ligeiros o que faz com que a sua rigidez e resistência se mantenham intactas. Os elementos não estruturais (enchimentos e paredes divisórias) apresentam alguma fendilhação mas são de fácil de económica reparação. A estrutura não apresenta deformações permanentes o que permite que não seja necessária qualquer reparação com uma grande ordem de grandeza.

Em termos de verificação dos estados limite apresentados, compete às Autoridades Nacionais decidir se se devem verificar os três Estados Limite, dois ou apenas um deles, escolha essa que está definida no Anexo Nacional de cada país.

Os níveis de protecção são também definidos pelas Autoridades Nacionais através da selecção de um período de retorno para a acção sísmica de dimensionamento. O valor para os períodos de retorno (T) encontram-se no Anexo Nacional de cada país sendo que, para Portugal (como até à data não existe Anexo Nacional), sugerem-se os valores que estão na Tabela 2.7, acrescidos das respectivas probabilidades de excedência em 50 anos (P).

Tabela 2.7 Períodos de retorno e probabilidades de excedência para cada Estado Limite (Comité Europeu Para a Normalização, 2004)

Estado Limite	T (anos)	P (%)
ELCE	2475	2
ELDS	475	10
ELLD	225	20

2.7.7.2 Níveis de Conhecimento

A análise de uma estrutura nova e de uma estrutura existente tem várias diferenças mas uma das mais significativas é o nível de conhecimento das propriedades dos materiais que a constituem.

A informação que deve servir de base para a avaliação da resistência sísmica de estruturas existentes deve ser recolhida de várias fontes – documentação sobre o edifício em estudo caso exista, informação relevante sobre a zona e o edifício (como intervenções feitas ao longo da vida da estrutura ou o estado de conservação do próprio edifício), ensaios *in situ* ou testes feitos em laboratório. De forma a diferenciar as várias estruturas existentes e qual o método de análise mais eficaz, a terceira parte do Eurocódigo 8 tem definidos três níveis de conhecimento. Tais níveis reflectem a quantidade e qualidade de informação recolhida antes de se proceder à avaliação da estrutura em análise:

- KL1: Conhecimento Limitado;
- KL2: Conhecimento Normal;
- KL3: Conhecimento total.

De forma a definir o nível de conhecimento devem ser analisado factores como a geometria dos elementos que constituem o edifício, os detalhes construtivos (como a pormenorização de armaduras, o detalhamento de ligações entre elementos, as juntas de argamassa e qual a natureza dos elementos de reforço das alvenaria, caso existam), e os materiais que constituem o edificio em análise.

O nível de conhecimento permite, como já foi dito, escolher o método mais adequado para a análise de uma estrutura e qual o valor do factor de confiança mais adequado que está definido no Anexo Nacional de cada país (os valores sugeridos para Portugal encontram-se na Tabela 2.8). O factor de confiança afecta as propriedades dos materiais utilizados no cálculo da capacidade dos elementos estruturais que estão a ser avaliados.

Tabela 2.8 Níveis de conhecimento e métodos de análise e factores de confiança correspondentes

Nível de conhecimento	Geometria	Detalhe	Materiais	Método de análise	Factor de confiança
KL1	Desenhos originais do projecto de execução, inspecções visuais ou inspecção completa	Dimensionamento conforme a prática relevante e inspecções <i>in situ</i> limitadas	Valores retirados das normas da época e ensaios <i>in situ</i> limitados	Análise estática linear ou Análise dinâmica linear	1,35
KL2		Desenhos originais incompletos associados a inspecções <i>in situ</i> limitadas ou inspecções <i>in situ</i> mais completas/extensas	Especificações originais e ensaios <i>in situ</i> limitados ou ensaio <i>in situ</i> mais extensos	Todas	1,20
KL3		Desenhos originais associados a inspecções <i>in situ</i> limitadas ou inspecções <i>in situ</i> exaustivas	Relatório original de testes e ensaios <i>in situ</i> limitados ou ensaios <i>in situ</i> exaustivos	Todas	1,00

2.7.8 Verificação da Segurança

Na verificação de segurança, os critérios incluem a escolha da acção sísmica, o método de análise e quais os procedimentos de dimensionamento para cada material estrutural. Estes critérios estabelecem-se comparando as exigências sísmicas com as capacidades dos elementos estruturais, procurando que as exigências não excedam os valores das capacidades respectivas.

Os elementos estruturais podem ser classificados como dúcteis ou como frágeis. Elementos dúcteis são elementos que estão sujeitos a mecanismos de flexão (simples ou composta) e elementos frágeis são elementos sujeitos a mecanismos de esforço transversal.

Em elementos dúcteis é importante assegurar que a capacidade de deformação não é excedida enquanto nos elementos frágeis a capacidade a não exceder será a capacidade resistente (Alegria da Silva, 2007).

As exigências sísmicas são definidas consoante a excedência de certos estados limite, para níveis de protecção definidos pelas Autoridades Nacionais. Na definição destas exigências tem-se por base a acção sísmica relevante para cada um dos Estados Limite, considerando sempre os resultados da análise.

A capacidade dos elementos é avaliada consoante o estado limite considerado e com base em valores médios das propriedades dos materiais (obtidos em ensaios *in situ* ou através da consulta de bibliografia da especialidade). Tais propriedades poderão ser modificadas através de factores de confiança, de acordo com o nível de conhecimento que se tem sobre a estrutura em análise. No caso de elementos frágeis, estas propriedades também podem ser modificadas pelos coeficientes parciais de segurança definidos na primeira parte do Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c).

Para o ELCE, as capacidades dos elementos baseiam-se em deformações ou resistências últimas e para o ELDS em deformações que estão associadas aos danos em elementos dúcteis e em resistências estimadas para os elementos frágeis. No caso do ELLD a capacidade baseia-se na resistência de cedência para os dois casos (elementos dúcteis e elementos frágeis) (Alegria da Silva, 2007; Brum, 2014).

2.8 Considerações finais

Um evento sísmico tem a capacidade de transformar certas regiões do planeta em questão de minutos. Os sismos de que Lisboa foi palco levaram-na ser o que é hoje em dia. Atendendo a tudo o que foi dito a preparação dos edifícios para o próximo sismo que assolará o território nacional torna-se bastante evidente.

A necessidade de reforço estrutural depende de múltiplos factores sendo os mais condicionantes a sua tipologia construtiva e a sua idade. Nos edifícios de parede de alvenaria de pedra ordinária e pavimentos de madeira os pontos críticos são as ligações entre os vários elementos estruturais – parede com parede ou parede com pavimento. Geralmente tais ligações são de pouca confiança, o que torna o seu comportamento sísmico muito pouco satisfatório. Além disso, a enorme flexibilidade dos pavimentos de madeira não ajuda ao comportamento em caso de sismo (onde também existe o risco de desagregação das paredes de alvenaria).

Os edifícios de “placa” apesar de já terem pavimentos rígidos de betão normalmente têm uma quantidade de aço insuficiente para resistir às solicitações quando se dá um sismo (tal como as vigas e os pilares, caso existam).

Os primeiros edifícios porticados de betão também revelam uma insuficiência de aço quando toca a resistir aos esforços horizontais provocados por um sismo. A falta de armaduras deve-se à falta de conhecimento que existia na altura relativamente ao cálculo sísmico. Hoje em dia, a preocupação com a resistência aos sismos nota-se na bibliografia e regulamentação que abordar este tema. Os edifícios de betão que já contemplaram cálculo sísmico têm já disposições construtivas diferentes de maneira a comportar os esforços horizontais e, por isso, apresentam um comportamento muito mais satisfatório.

3 Reforço sísmico em estruturas existentes

3.1 Considerações iniciais

Uma construção antiga não é sinónimo de construção fraca – pode ser apenas uma construção que apresenta um nível de risco mais alto quando sujeita a um determinado tipo de acção. Esse nível de risco pode ficar seriamente agravado pela falta de manutenção do parque construído que, a médio longo prazo leva a patologias estruturais e de conforto.

Os danos e colapsos que resultam da ocorrência de um sismo são gerados de uma forma cadenciada e progressiva tendo geralmente como consequência imediata, estruturas desligadas e fissuradas. O volume de danos depende muito da duração do sismo e do número de réplicas que se geram *a posteriori*. Na maioria dos casos os danos permanentes englobam a desconexão entre os elementos que compõem a construção (que podem ser estruturais ou não), fissuras e desaprumos da construção. A conjugação destes danos permanentes levam à diminuição da resistência global da estrutura o que, por um lado leva a um processo de deterioração da construção mais rápido mas por outro, leva a uma redução da rigidez global da estrutura aumentando o seu período natural e reduzindo as forças a que a construção está sujeita. Os danos gerados pela acção sísmica podem não ter consequências imediatas - o colapso e deterioração das construções podem levar décadas e podem ser agravados quando combinados por factores alheios à acção sísmica como o assentamento de fundações, a variação de temperatura e a presença de humidade no ar que introduzem tensões adicionais nos elementos estruturais.

A resposta que uma construção tem quando é assolada por um sismo, na óptica dos danos observados é fortemente influenciada pelo seu processo de construção e pelos materiais que a constituem.

Hoje em dia, existem várias técnicas e conhecimentos que permitem reforçar e reparar as construções existentes com vista a melhorar o comportamento das construções face às acções horizontais (sismos ou vento, por exemplo) e acções verticais (peso de pessoas ou equipamentos e sobrecargas de utilização). No presente ponto deste trabalho é feita uma abordagem às técnicas de reforço estrutural com mais relevância para o caso em estudo.

No caso em análise, neste trabalho, no qual a estrutura é composta por paredes de alvenaria periféricas e estrutura de outros materiais estruturais no seu interior (madeira, aço e betão), o comportamento global é muito influenciado pela sua forma em planta e pela disposição espacial das várias paredes e pela distribuição das massas. As excentricidades entre a massa e a rigidez vão introduzir torções adicionais que podem dar origem a danos na estrutura. A ligação dos elementos da estrutura interior às paredes periféricas é um factor importante para o comportamento da estrutura porque, além das suas funções arquitectónicas, os pisos, as paredes interiores, a cobertura e o telhado limitam a deformação das paredes de alvenaria. (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)

3.2 Objectivos e metodologias

O envelhecimento do parque construído de uma cidade anda a par e passo com a necessidade de reabilitar e reforçar estruturas com vista a aumentar o seu nível de segurança estrutural. O objecto de estudo de um projecto de reforço, pode ser uma construção que tenha sido afectada por um

sismo e que necessite de reparação para voltar a ser utilizada ou pode ser uma construção que não foi afectada por um sismo mas onde é necessário reduzir o seu nível de risco.

Para que um qualquer processo que englobe mais do que uma variável tenha sucesso é necessário estabelecer uma linha condutora ou metodologia. Na área da reabilitação e do reforço de estruturas, devido ao enorme número de variáveis e entidades envolvidas essa necessidade deve ser levada ainda mais a sério.

De uma forma geral, a metodologia de intervenção a aplicar pode ser resumida em 10 passos (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008):

- i) Recolha e análise de informação histórica;
- ii) Diagnóstico dos danos observados;
- iii) Caracterização geométrica da estrutura e da construção existente;
- iv) Caracterização mecânica dos materiais que compõem a construção;
- v) Identificação e definição de modelos estruturais apropriados;
- vi) Calibração do modelo numérico adoptado;
- vii) Análise e interpretação dos resultados;
- viii) Avaliação da segurança;
- ix) Definição da estratégia e das técnicas de reforço;
- x) Monitorização após a intervenção de reforço;

3.3 Técnicas e estratégias de reforço

Um projecto de reforço sísmico pode ter dois objectivos distintos:

- Assegurar um certo nível de resistência sísmica;
- Optimizar o futuro desempenho sísmico de uma construção, tendo em conta a limitação de recursos que existe aquando a execução do reforço.

O primeiro objectivo refere-se a construções novas e constitui uma obrigação legal imposta pela regulamentação técnica portuguesa (RSA, 1983 e REBAP, 1983) e pela regulamentação europeia (EC8, 2004) onde são definidos níveis mínimos de segurança estrutural elevados e uniformes para o território nacional. Para o caso do segundo objectivo, as obrigações legais impostas às construções novas não podem ser impostas em obras de reforço porque o custo adicional do reforço sísmico é muito variável, especialmente se forem exigidos níveis de segurança idênticos aos prescritos para obras novas. A exigência de níveis idênticos pode, na maioria dos casos, inviabilizar muitas obras de reforço que apresentam níveis de resistência sísmica aceitáveis. Por esta razão é que, na prática, se adopta o segundo objectivo para obras de reparação e reforço estrutural.

Em termos de técnicas de reforço temos duas formas de abordar o problema – ao nível global da construção e ao nível local.

3.3.1 *Técnicas de reforço ao nível global da estrutura*

Este tipo de técnicas é adoptado quando a resistência global da estrutura está em causa – edifícios em que o piso do rés-do-chão é vazado, onde a rigidez numa direcção é muito reduzida (muitos

pórticos segundo uma determinada direcção), estruturas flexíveis demais ou irregulares (seja em altura ou planta).

Neste tipo de casos a estratégia consiste em eliminar as anomalias que provocam a fraca resistência global da estrutura através de:

- Introdução novos elementos estruturais;
- Demolição elementos estruturais ou não que compõem a construção;
- Melhoria das ligações entre elementos novos ou antigos;
- Aumento da resistência das paredes de alvenaria resistente reforçando-as (com por exemplo o método de *shotcrete*¹⁰);
- Demolição total ou parcial da estrutura;
- Limitação do uso o que reduz as acções aplicadas na estrutura;
- Modificação do sistema estrutural;
- Substituição de elementos muito danificados.

Em construções mais antigas, grande parte do reforço global passa por assegurar a continuidade entre os vários elementos estruturais, assegurando as ligações, introduzir apoios em elementos estruturais e melhorar a capacidade de resistência à tracção em zonas críticas da estrutura.

As técnicas de reforço mais comuns em estruturas antigas são as seguintes (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008):

- Introdução de elementos horizontais de betão, de aço ou fibras com vista a garantir a ligação de uma paredes às outras, ligando os seus elementos constituintes (tijolo ou pedra) (Figura 3.1). Esta técnica só deve ser aplicada quando se conhece muito bem a constituição e a técnica construtiva das paredes a reforçar;



Figura 3.1 Reforço das ligações entre elementos estruturais, adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)

¹⁰ O método *shotcrete* consiste em aplicar uma camada de betão projectado nos painéis de alvenaria com uma espessura adequada e uma malha de aço soldada embebida.

- Amarração das paredes na zona dos cantos a outros elementos estruturais, ao nível do topo das mesmas, de maneira a que as forças de inércia horizontais sejam bem absorvidas (estas forças podem não ser bem absorvidas porque as forças de compressão são menores devido ao peso reduzido que suportam) (Figura 3.2);

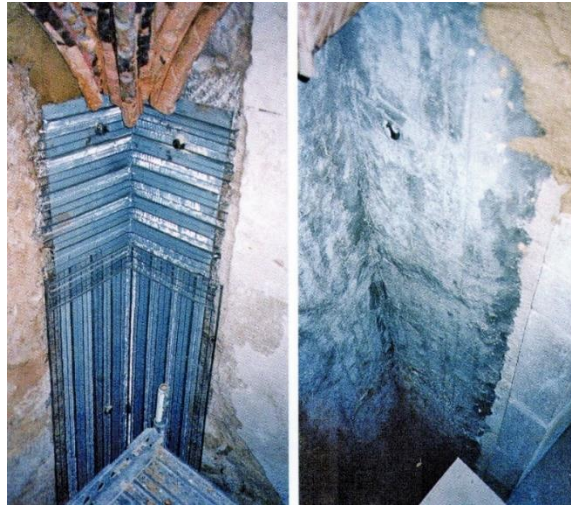


Figura 3.2 Soluções de ligação entre paredes (zona dos cantos), adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)

- Introdução de tirantes em estruturas com arcos ou abóbadas, com vista a anular os impulsos transmitidos às cabeças das paredes ou dos contrafortes (Figura 3.3 e Figura 3.4).



Figura 3.3 Utilização de tirantes para absorver as componentes horizontais dos impulsos (1/2), adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)



Figura 3.4 Utilização de tirantes para absorver as componentes horizontais dos impulsos (2/2), adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)

- No caso de arcos ou abóbadas executados com alvenaria radial não há necessidade de reforço mas, na eventualidade de ser preciso o seu reforço, pode ser executada uma capa de betão no seu extradorso ou na superfície de topo do elemento. Esta solução só deve ser usada em caso de emergência e como último recurso, depois de a constituição dos elementos ser muito bem averiguada. (Figura 3.5)



Figura 3.5 Reforço dos arcos e colocação de tirantes nos contrafortes, adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)

- Uma técnica de reforço que apresenta bons resultados consiste na introdução de tirantes ao nível dos pisos com vista a ligar panos de paredes opostas (paredes de empenas soltas). Na Figura 3.6 pode ver-se um exemplo de aplicação desta técnica de reforço que foi largamente aplicada com bons resultados na ilha do Faial depois do sismo de 1927 por ser eficiente e relativamente barata. Também podem ser utilizados tirantes curtos, aplicados no interior das paredes e na zona de ligação para que se consiga garantir um comportamento solidário das paredes do edifício quando este está sujeito à acção sísmica e uma melhor resistência à tracção nas zonas reforçadas. Na Figura 3.6 pode ver-se um exemplo de aplicação desta técnica (Lamego, 2014).

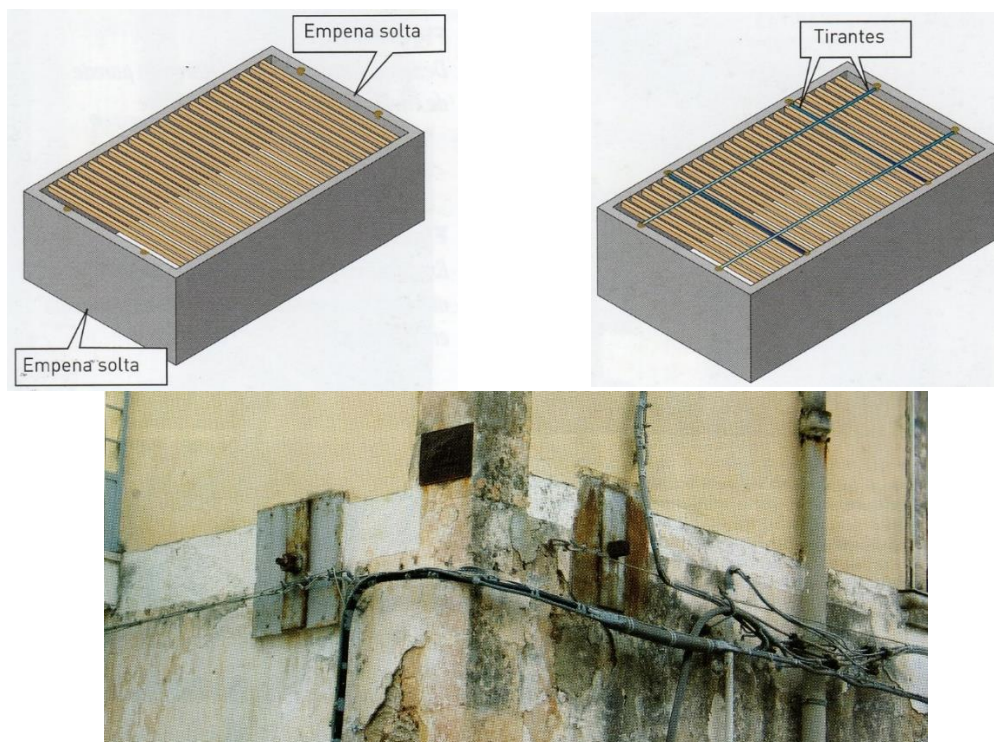


Figura 3.6 Utilização de tirantes para garantir a ligação entre paredes (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)

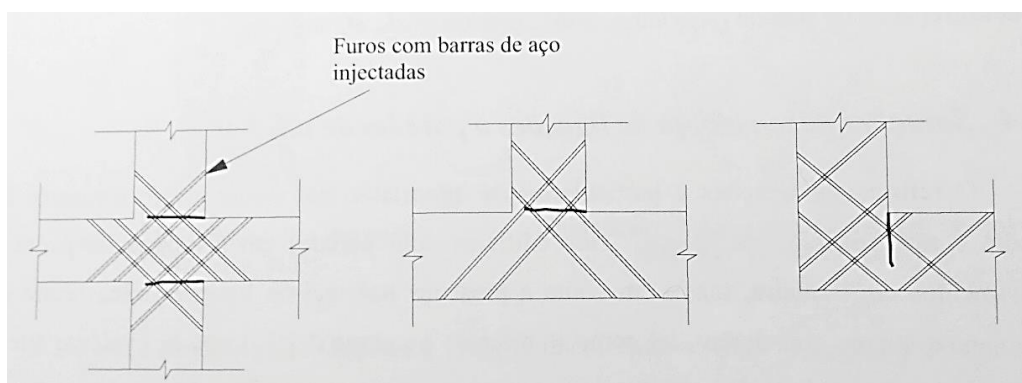


Figura 3.7 Exemplo de reforço de ligações entre paredes através de tirantes curtos, adaptado de (Lamego, 2014)

- Assegurar a ligação entre as paredes e os pisos e a cobertura do edifício de maneira a que não haja uma separação completa da fachada. Para prevenir a separação da fachada existem várias soluções sendo que, uma destas foi usada na reabilitação parcial da estrutura em análise neste trabalho. A solução utilizada consiste na introdução de elementos metálicos de contraventamento das treliças de madeira que suportam a cobertura, como se pode ver na Figura 3.8.

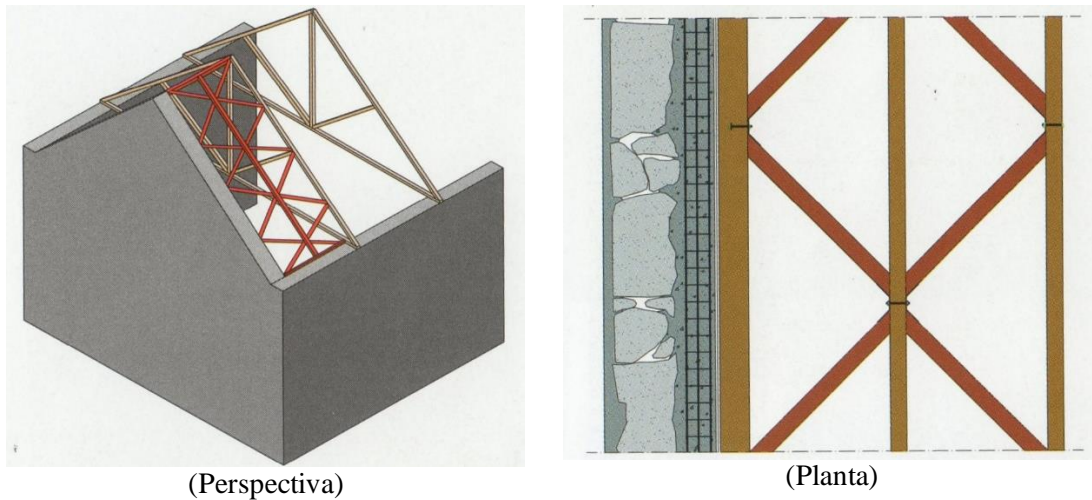


Figura 3.8 Reforço da cobertura e do apoio desta nas paredes de alvenaria, adaptado (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)

- Introdução de um lintel ou viga de coroamento no topo das paredes de alvenaria que permite melhorar o comportamento global das paredes, embora aumente a massa da estrutura. Esta técnica, que se pode ver um exemplo da sua aplicação na Figura 3.9, foi utilizada na estrutura analisada no âmbito deste trabalho.

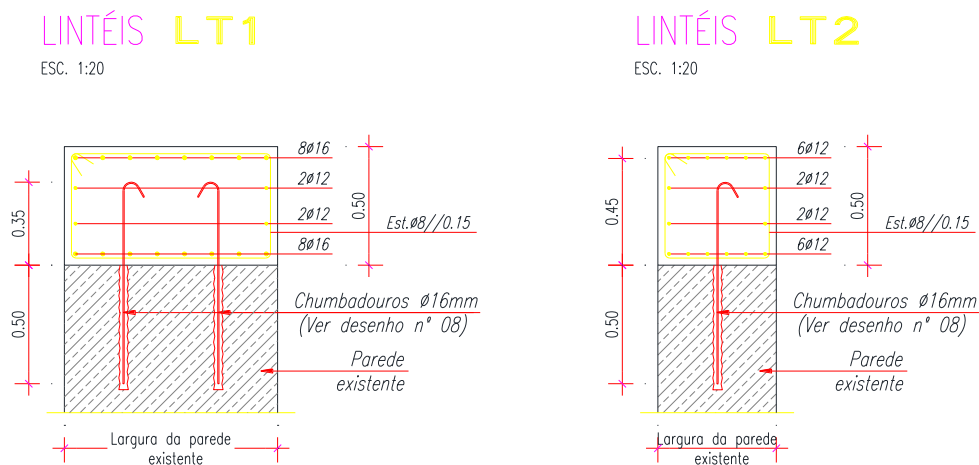


Figura 3.9 Exemplo de aplicação de um lintel no topo de paredes de alvenaria existente

3.3.2 Técnicas de reforço ao nível local da estrutura

Muitas vezes, uma determinada construção tem um comportamento global aceitável mas alguns dos seus elementos apresentam deficiências de resistência que devem ser colmatadas.

Existem várias técnicas que são mais fáceis de implementar e mais vantajosas do ponto de vista económico do que uma solução de reforço ao nível global da estrutura. Quando o objectivo é o reforço sísmico da estrutura, a solução pode passar por aumentar a rigidez e/ou a resistência de determinado elemento ou por aumentar a sua ductilidade para que passe a ter uma melhor capacidade de dissipação de energia.

Em primeiro lugar, a escolha da solução de reforço a adoptar depende do material de que a estrutura é composta (alvenaria ou betão) e qual o estado de conservação desse mesmo material.

No caso das estruturas de alvenaria é necessário averiguar se a argamassa deve ser consolidada e fortalecida. Para isso, pode recorrer-se a injecções de resinas epoxídicas o que evita a separação de pedras únicas que constituam o elementos e de paredes de alvenaria dupla. No caso das paredes de alvenaria dupla podem ser usadas soluções de reforço adicionais para garantir as ligações entre as paredes. No caso dos edifícios onde exista uma estrutura de madeira interior é necessário verificar se o seu estado é aceitável para cumprir a sua função estrutural e se as suas ligações à alvenaria são efectivas. Quando estamos perante estruturas de betão armado a sua reparação ou reforço requer o uso de materiais menos convencionais que não são normalmente usados na execução de estruturas novas como (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008):

- Resinas (aplicadas em fendas para melhorar a ligação de betões e argamassas com idades diferentes ou como base de argamassas especiais);
- Armaduras de reforço (uso de perfis metálicos, lâminas de aço, malhas electrossoldadas, estribos, cintas e varões longitudinais quando as estruturas apresentam deficiências nas áreas de armadura em elementos estruturais);
- Betão projectado (aplicado quando as áreas a reparar são de grande extensão, por exemplo em estruturas danificadas pelo fogo ou por agentes agressivos químicos);
- Aço de pré-esforço;
- Fibras de carbono ou fibras de vidro;
- Argamassas com propriedades especiais (quando é necessário garantir uma ligação permanente entre os materiais a reparar).

3.3.2.1 *Técnicas de reforço em estruturas de alvenaria*

Em estruturas de alvenaria, as técnicas de reforço têm como objectivo principal melhorar o comportamento da argamassa e das paredes de alvenaria. Na maior parte dos casos, estas paredes são constituídas por blocos de pedra relativamente aparelhada e de dimensões variáveis assentes com argamassa de cal e areia.

O colapso das paredes de alvenaria dá-se, na maior parte dos casos, através das juntas de argamassa que leva – numa fase seguinte, ao desagregar de toda a parede. O reforço destes elementos torna-se então indispensável, principalmente quando o objectivo é o melhoramento do comportamento sísmico dos edifícios.

As técnicas mais comuns para o reforço de paredes de alvenaria são (Lamego, 2014):

- i) Preenchimentos de vazios;

O preenchimento de vazios no interior da alvenaria aumenta a capacidade resistente da alvenaria e de todas as soluções, é a de mais fácil aplicação e a que interfere menos na estrutura existente. Apesar de aumentar a massa volúmica da alvenaria, aumenta também a resistência à compressão e aos outros esforços porque a compacidade também aumenta tal como a aderência entre os elementos de pedra que constituem as paredes. Na Figura 3.10 e na Figura 3.11 encontra-se um exemplo de injecção em paredes de alvenaria.

Para garantir uma boa execução devem ser analisadas as juntas exteriores de assentamento para que se evite o extravasamento da argamassa. Quando os espaços a preencher não são contínuos

este processo torna-se mais moroso pois é feito de uma forma faseada e podem ser necessárias mais do que uma intervenção por parede.



Figura 3.10 Injecção em paredes de alvenaria, adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)

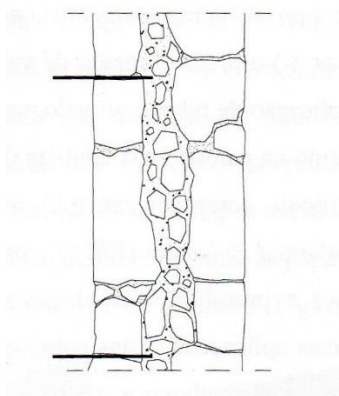


Figura 3.11 Injecção em paredes de alvenaria (corte transversal), adaptado de (Lamego, 2014)

ii) Aplicação de reboco armado;

A utilização desta técnica tem como objectivo cintar e confinar a parede e redistribuir os esforços das paredes para outros elementos verticais que existam (pilares). Ao cintar a parede desta forma, há um aumento da resistência superficial ao corte e à tracção e a transmissão de tensões entre elementos é facilitada. Há um melhor controlo relativamente à fendilhação e ao mesmo tempo, evita-se ou retarda-se a desagregação da parede por rotura da argamassa. Na Figura 3.12 pode-se ver um exemplo de aplicação desta técnica de reforço.

Existem alguns estudos que apresentam resultados bastante satisfatórios relativamente ao comportamento sísmico de edifícios reforçados através de reboco armado. Em análises numéricas e ensaios realizados verificou-se que, ao introduzir esta solução em paredes de alvenaria os deslocamentos observados no topo do edifício reduzem em mais de 50% (Lamego, 2007, 2014; Pinho, 2007).

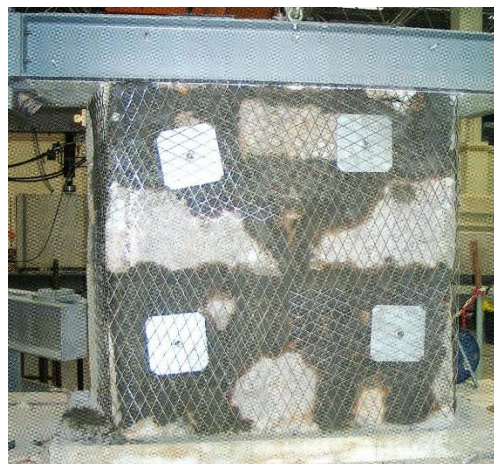
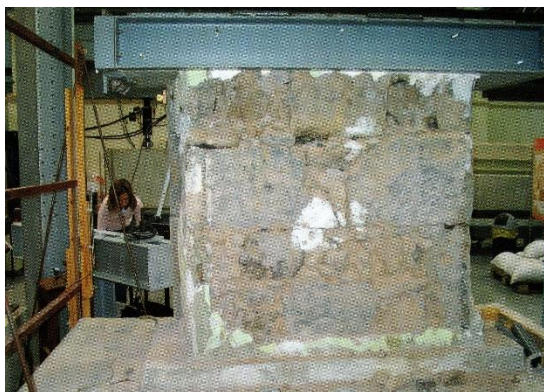


Figura 3.12 Reforço de paredes de alvenaria com recurso a malha de inox aplicada nas duas faces da parede, adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)

iii) Aplicação de *Fiber Reinforced Polymers (FRPs)*;

À semelhança do que acontece com o uso de reboco armado, a aplicação de *FRPs* aumenta as propriedades mecânicas dos elementos aumentando assim a sua capacidade resistente a esforços de tracção e corte.

Os polímeros reforçados com fibras são um sistema composto por dois tipos de materiais com composições muito diferentes – é um sistema compósito. Estes sistemas, quando aplicados no campo do reforço estrutural, são compostos por uma fibra de reforço (que funciona como uma armadura – aumentando a rigidez do elemento onde é aplicado) e uma matriz polimérica (que transmite a resistência da fibra de reforço para o suporte onde esta está aplicada).

Habitualmente, as fibras mais utilizadas são as de carbono, de vidro ou de aramida e as matrizes mais comuns são resinas (epóxi, de poliéster, acrílica ou outra equivalente que desempenhe correctamente a função).

Caso se consiga garantir a aderência entre o material e o suporte é uma boa solução de reforço porque não representa um aumento significativo no peso da estrutura e a sua resistência mecânica é bastante superior à do aço. Como no caso da aplicação de reboco armado, esta solução também permite evitar ou retardar a desagregação da parede quando esta está sujeita a acções de carácter cíclico.

Existem estudos que revelam que a aplicação de mantas em fibra de vidro nas duas faces das paredes de alvenaria pode diminuir os deslocamentos em, aproximadamente 40% e caso a manta aplicada seja de carbono os deslocamentos são reduzidos em 50%, atingindo valores similares aos valores quando o reforço é feito com recurso a reboco armado (Lamego, 2007; Pinho, 2007).

Relativamente às desvantagens de aplicação deste tipo de soluções existe o mau comportamento ao fogo das resinas usadas, a resistência baixa aos raios ultravioletas das fibras (o que inviabiliza o seu uso no exterior), o seu comportamento frágil na rotura e o seu custo que, hoje em dia, ainda é bastante superior ao do aço.

iv) Introdução de elementos metálicos;

Devido à sua enorme versatilidade, a introdução de elementos metálicos pode ser usada como técnica de reforço global (uso de tirantes para garantir a solarização várias paredes estruturais) e como técnica de reforço local.

Uma das formas de aumentar a capacidade resistente de paredes de alvenaria é através da introdução de conectores ou grampos transversais (barras ou varões metálicos) aplicados de maneira a abranger uma parte ou toda a espessura da parede. Este tipo de aplicação evita o abaulamento da parede porque é melhorado o seu confinamento através dos elementos metálicos, como se pode ver na Figura 3.13.

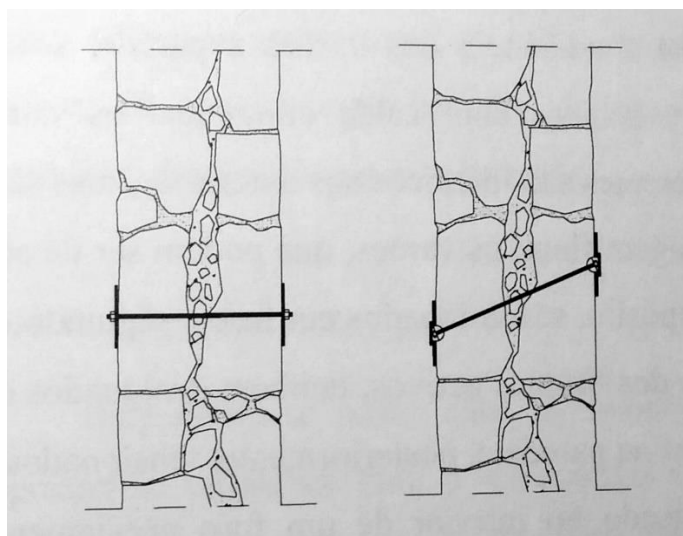


Figura 3.13 Exemplo de aplicação de conectores fixos através de meios mecânicos, adaptado de (Lamego, 2014)

Quando a aplicação desta técnica se estende a toda a parede (técnica denominada como alvenaria armada ou *reticolo cementato*), as propriedades mecânicas da alvenaria são alteradas tornando-se num material muito idêntico ao betão armado, capaz de resistir a esforços de tracção e corte, verificando-se um aumento da sua resistência à compressão. Em termos de execução, há que ter presente que quanto mais furações a paredes “sofrer”, maior será o número de pontos de conflito e de degradação (Lamego, 2014).

3.3.2.2 Técnicas de reforço em estruturas de betão armado

De seguida, enumeram-se de uma forma sucinta as principais técnicas usadas hoje em dias com as suas vantagens e desvantagens. Tais técnicas são (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008):

i) Encamisamento

O encamisamento de peças estruturais tem como principal objectivo o aumento da capacidade resistente de uma peça que já não cumpre os requisitos necessários quando analisada para um determinado conjunto de acções. Esta técnica consiste em envolver a peça estrutural com determinado material. É uma técnica que pode ser executada com recurso a vários materiais – betão armado, peças metálicas, fibras ou mantas de carbono (*FRP's*), betão projectado, chapas ou perfis metálicos.

O encamisamento com betão armado tem como vantagens o aumento da capacidade resistente da peça a reforçar e a facilidade de execução devido às técnicas, materiais e equipamentos que são muito correntes. Olhando para o reverso da moeda, existem o aumento de peso associado ao aumento de volume da peça, a diminuição das áreas úteis dos compartimentos e os inconvenientes que se criam para os utilizadores do edifício. Relativamente à execução deve dar-se especial atenção à garantia de aderência entre a peça de betão existente e a peça de betão nova, picando e limpando a superfície da estrutura existente. Na Figura 3.14, pode-se ver um exemplo da aplicação desta técnica em pilares rectangulares de betão.

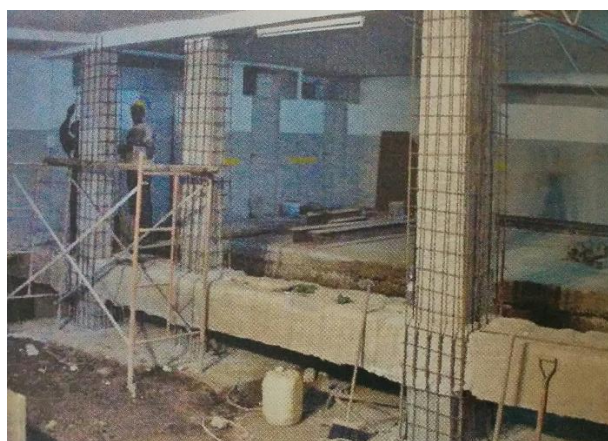


Figura 3.14 Exemplo de encamisamento com betão armado num pilar rectangular, adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)

O encamisamento metálico consiste também em envolver a peça com perfis ou chapas metálicas. No caso do encamisamento de pilares dever ser tidas em conta as dilatações transversais do betão quando este está sujeito a esforços de compressão. Em peças cilíndricas, o processo é bastante facilitado pois não existe a preocupação relativamente às ligações dos cantos quando a secção transversal é rectangular - nestes casos deve ser dada uma atenção especial à execução das ligações. Na Figura 3.15 pode ver-se um exemplo da aplicação desta técnica de reforço num pilar circular.



Figura 3.15 Exemplo de encamisamento metálico de um pilar circular, adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)

O reforço através de encamisamento com recurso a fibras (*FRP's*) é muito idêntico ao descrito no ponto anterior quando se referia ao reforço de paredes de alvenaria mas, neste caso, a fibra mais utilizada é a fibra de carbono devido aos problemas que a fibra de vidro tem quando em contacto com o álcalis do cimento. A fibra de carbono é colada na superfície da peça a reforçar e além da capacidade resistente aumentar, a ductilidade também aumenta. Aquando a sua execução, deve ser aplicado um tratamento contra o fogo e as altas temperaturas e, caso a peça se localize no exterior, um tratamento contra os raios ultravioletas com vista a melhorar o comportamento do reforço a estes dois fenómenos (Lamego, 2014). Na Figura 3.16, apresenta-se um exemplo de aplicação desta técnica de reforço a um pilar rectangular.



Figura 3.16 Exemplo de encamisamento com recurso a mantas de carbono de um pilar rectangular, adaptado de (Paisana dos Santos Lopes et al., 2008)

No caso do encamisamento com betão projectado, para que os resultados sejam satisfatórios deve ser usado um betão composto por um inerte de tamanho reduzido, cimento e uma quantidade limitada de fibras de aço (a adição de fibras influencia as propriedades do betão fresco e do betão endurecido).

ii) Introdução de pré-esforço;

A aplicação de pré-esforço é usada como técnica de reforço quando existem deformações excessivas e zonas de fendilhação localizada (devido a determinadas cargas) porque é introduzida uma deformação que actua no sentido contrário das deformações criadas pelas cargas gravíticas que actuam numa estrutura. Também pode ser aplicada esta técnica quando interessa aliviar as tensões numa determinada zona da estrutura e é admissível aumentá-las noutra zona da estrutura (com o pré-esforço é possível alterar a distribuição das tensões na estrutura).

iii) Reforço com perfis ou chapas metálicas;

O aumento da capacidade resistente de uma estrutura recorrendo a peças metálicas (chapas ou perfis) é hoje em dia, uma solução bastante procurada porque permite o reforço sem que o peso da estrutura se altere em demasia.

Para que se garante uma boa aderência entre a peça metálica e a estrutura existente devem ser tidos alguns cuidados. A peça de reforço deve estar limpa e sem gordura para que a resina epoxídica com que se vai colar a peça à estrutura existente adira bem à chapa ou perfil. Depois da

superfície da estrutura existente ser picada e limpa, cola-se o reforço que pode ser também fixado por métodos mecânicos (com parafusos, por exemplo). No caso da sobreposição de elementos de reforço, estas devem ser soldados entre si para que se consiga garantir a continuidade do reforço. Na Figura 3.17, pode ver-se um exemplo desta técnica quando aplicada na laje de um edifício no centro de Lisboa onde foi alterada a sua utilização principal e, por isso, foi necessário o reforço da laje nervurada.

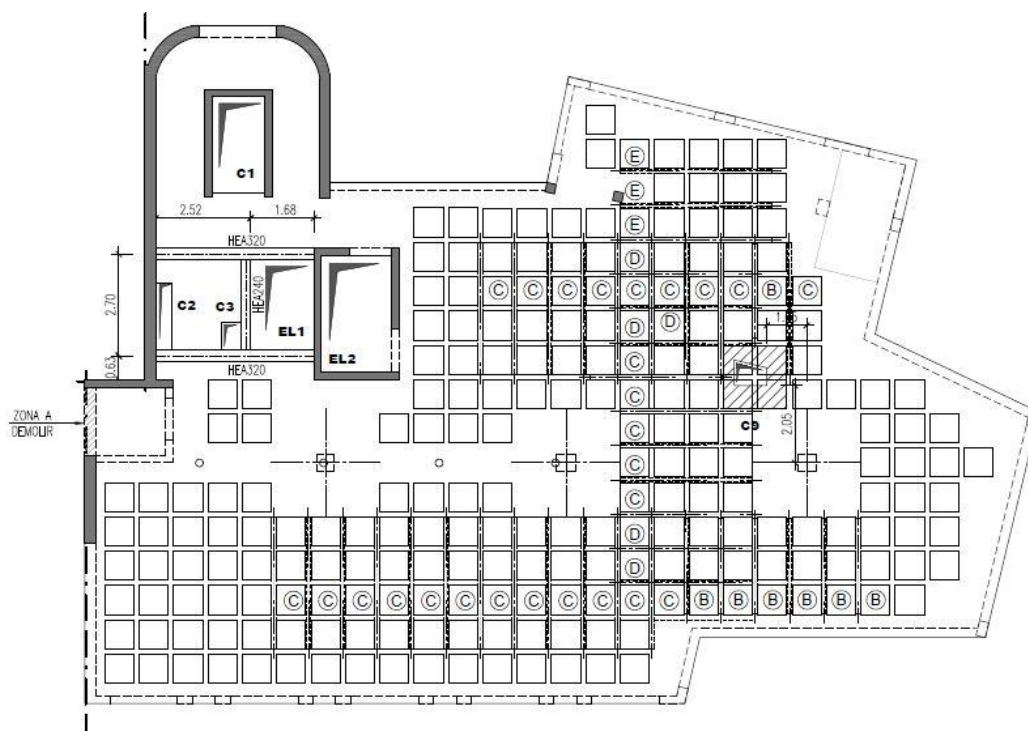


Figura 3.17 Exemplo de reforço de uma laje nervurada recorrendo a chapas metálicas

3.4 Considerações finais

Analisando o panorama actual relativamente ao estado de conservação dos edifícios que povoam a capital portuguesa verifica-se uma grande necessidade de recorrer à reabilitação estrutural. Em termos de reforço estrutural existem várias soluções que podem ser aplicadas nas mais variadas tipologias construtivas de maneira a melhorar o comportamento global ou parcial da estrutura. Estas soluções podem ser usadas separadamente ou em conjunto para que a estrutura em análise tenha um melhor comportamento sísmico. Com o desenvolvimento de novos materiais e técnicas este é um campo muito dinâmico porque estão sempre a surgir novas soluções que poderão ser adoptadas em vários tipos de estruturas diferentes.

A recorrência de fenómenos sísmicos no território nacional leva a que a prevenção através da reabilitação seja fulcral, de forma a minimizar as perdas humanas e económicas.

4 Análise estrutural do Teatro Luís de Camões

4.1 Considerações iniciais

No presente capítulo apresentam-se os principais aspectos relacionados com a análise dinâmica e sísmica que foi efectuada, no âmbito deste trabalho, ao edifício Teatro Luís de Camões, situado na Calçada da Ajuda nº 76/80, Lisboa.

Numa primeira fase é feito um breve enquadramento histórico sobre o edifício em estudo referindo os dados mais relevantes e disponíveis para se realizar a análise proposta, bem como todas as intervenções a que a estrutura esteve sujeita desde que foi construída e qual o seu estado de conservação.

Posteriormente são descritas as decisões tomadas relativas ao modelo de cálculo construído no programa de análise estrutural *SAP2000* (CSI America, 2014) em termos de características mecânicas dos materiais que constituem o edifício em estudo, características geométricas dos vários elementos estruturais do edifício. Finalmente, antes de se entrar na análise dinâmica propriamente dita, é feita a explicação de como é que a massa da estrutura foi considerada no modelo de cálculo construído.

Antes da análise de resultados é abordada a questão da regularidade estrutural, tanto em altura como em planta e quais as acções a que a estrutura está sujeita – acções estáticas e acções dinâmicas (acção sísmica). Após a descrição das acções a que o edifício em estudo está sujeito são descritas quais as combinações a usar na análise sísmica feita de seguida. São descritos brevemente os fundamentos da análise sísmica e é feita uma análise modal do edifício. Posteriormente são analisados os efeitos acidentais de torção e os efeitos de 2ª ordem a que a estrutura está sujeita.

Numa fase seguinte são analisadas as capacidades de elementos diferentes (paredes de alvenaria, pilares e vigas) que constituem a estrutura para que se possa averiguar se cumprem as exigências prescritas pela regulamentação em vigor.

4.2 Descrição da estrutura em análise

No presente ponto do trabalho é feito um enquadramento histórico do edifício em estudo seguido de uma breve descrição do seu estado de conservação antes de ter sido feita qualquer intervenção. Posteriormente é feita uma descrição dos elementos estruturais que compõem a estrutura após a sua reabilitação.

4.2.1 Caracterização geral do edifício

O edifício em estudo é, como já foi referido, o antigo Teatro Luís de Camões - um pequeno teatro de bairro, hoje em dia, único exemplar na cidade de Lisboa. É um edifício que data dos finais do século XIX onde, hoje em dia, funciona a sede do Belém Clube, fundado a 3 de Março de 1899.

A construção do edifício é anterior à fundação do Belém Clube existindo registos da sua inauguração a 10 de Junho de 1880 com o objectivo de festejar o tricentenário do nascimento de

Camões (Figueira, 2011). Apesar da existência de registos sobre a sua inauguração não existe nenhum registo fidedigno sobre quem foi o arquitecto deste teatro de bairro.

Este teatro é o único exemplar do género na cidade de Lisboa – um teatro à italiana, de dimensões reduzidas (Figueira, 2011). O edifício tem uma planta rectangular com uma cobertura 3 de águas e pode ser dividido em 4 espaços distintos;

- 1) A zona de entrada que dá para a Calçada da Ajuda onde se situa a zona de circulação e distribuição de espectadores e zonas de convívio;
- 2) A parte principal do teatro, a sala de espectáculos;
- 3) A caixa de palco;
- 4) A zona dos camarins e arrumos.

Nas duas figuras abaixo, são identificados os vários espaços identificados - segundo a numeração apresentada acima. Para melhor percepção do edifício em estudo é apresentada uma planta e um corte do edifício, retirados do Projecto de Arquitectura elaborado com vista à reabilitação do edifício em estudo.

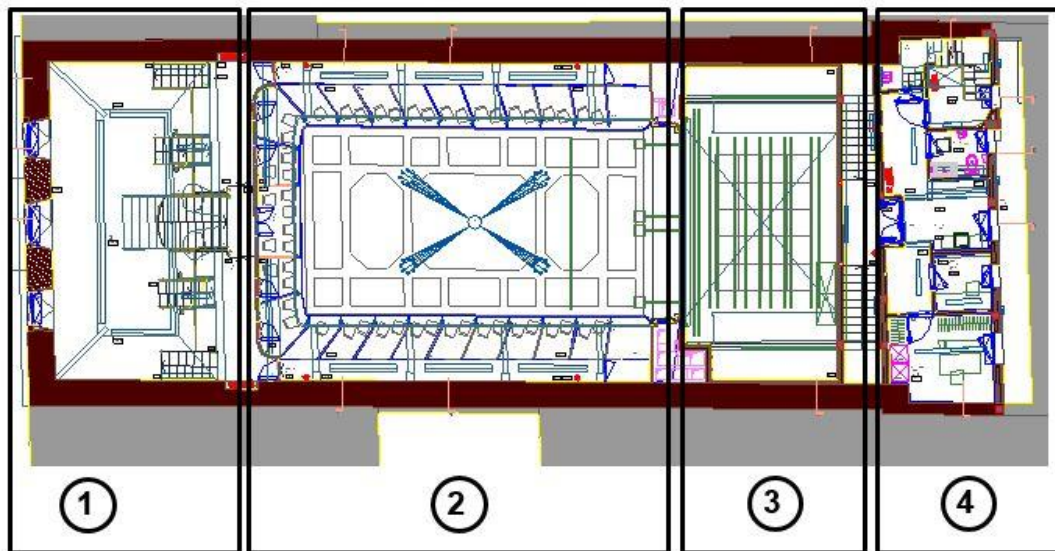


Figura 4.1 Planta do edifício com a identificação dos espaços que o constituem (s/ escala)

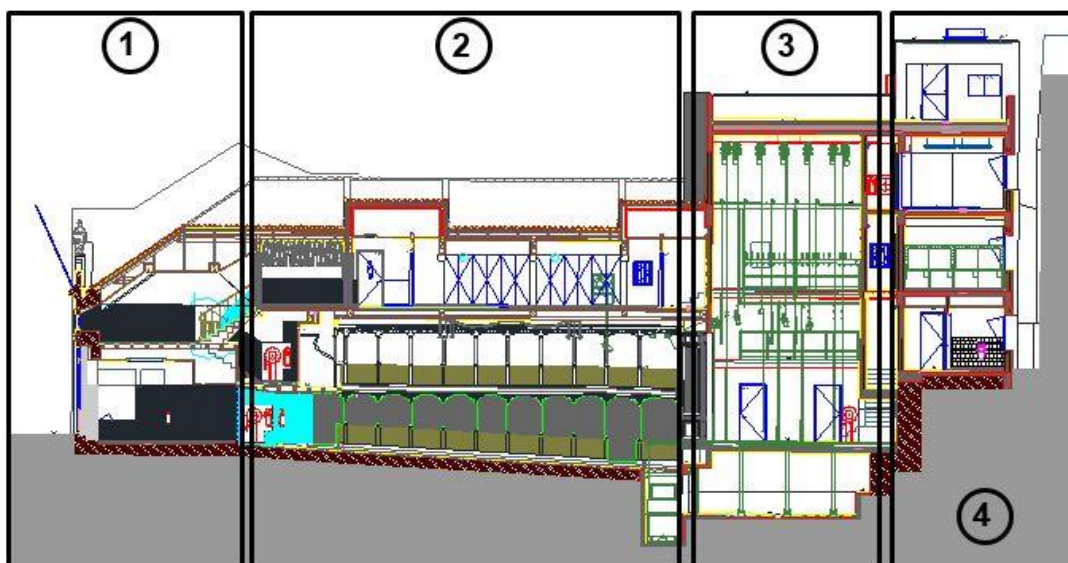


Figura 4.2 Corte do edifício com a identificação dos espaços que o constituem (s/ escala)

Como se pode ver, pelas duas figuras anteriores (Figura 4.1 e Figura 4.2), a zona 1 e 2 dividem-se em altura em 2 pisos distintos enquanto a zona 3, tem um piso subterrâneo e 5 pisos elevados e a zona 4 é composta por 4 pisos elevados.

Estruturalmente, o edifício do teatro é composto por paredes de alvenaria ordinária em pedra e tijolo, que funcionam na sua periferia e que servem de suporte vertical às asnas de madeira que constituem a estrutura de suporte da cobertura de três águas. Estas asnas de madeira desenvolvem-se na direcção transversal do edifício e estão afastadas entre eixos de 3,30 metros, aproximadamente.

Relativamente às fundações da estrutura existente não existe informação de fonte segura para identificar se este edifício é fundado directa ou indirectamente. Como não é do âmbito deste trabalho o estudo das suas fundações, não irão ser feitas grandes considerações sobre o assunto. Considerando a sua época de construção, o mais provável é as paredes serem fundadas directamente por sapatas contínuas ao longo de todo o seu comprimento.

4.2.2 Estado de conservação do edifício

Segundo o relatório elaborado pela FTD, Consultores de Engenharia Lda. relativo ao estudo preliminar e o diagnóstico da estrutura existente, a estrutura do edifício em estudo encontra-se em mau estado de conservação e com várias anomalias ao nível estrutural. Com o passar do tempo, apesar de intervenções pontuais de reparação e reabilitação – realizadas sem os conhecimentos técnicos e a profundidade necessários, as anomalias agravaram-se.

A sala de espectáculos, devido à falta de condições de segurança foi encerrada em 2006 – após a vistoria da Inspeção Geral das Actividades Culturais (IGAC), altura em que foi solicitada uma peritagem à segurança estrutural ao Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e Construção (ICIST). O relatório que resultou da dita peritagem descreve detalhadamente quais as anomalias estruturais e de durabilidade que existiam até à data onde, a maior parte, derivava da deterioração das estruturas de madeira provocada pela infiltração de água e por ataques de insectos xilófagos. À luz da regulamentação em vigor, não era possível garantir a segurança das estruturas existentes. É também referido no relatório a baixa probabilidade de ocorrência simultânea de um sismo com

um espectáculo porque o número de espectáculos realizados neste teatro é extremamente baixo. Relativamente à zona da plateia e dos camarotes é dito que a perda de segurança advém da deterioração dos elementos estruturais e que, até hoje, não há registo de acidentes naquela zona do edifício relacionados com a estrutura.

No Anexo B, apresenta-se parte do relatório relativo ao estudo preliminar e de diagnóstico da estrutura visto não ser do âmbito deste trabalho a sua descrição. Encontram-se também no mesmo anexo, fotografias tiradas durante visitas feitas ao local - em suporte informático.

O mau estado de conservação da estrutura da cobertura, associado a intervenções pouco criteriosas, realizadas ao longo da vida da estrutura, levaram à necessidade de uma intervenção de grande envergadura, em parte da estrutura do edifício (zona do palco, camarins e arrumos).

Na sequência do acima exposto, foi proposta a reabilitação do edifício do Teatro Luís de Camões adoptando soluções estruturais que foram analisadas com base no funcionamento da estrutura, nas características e estado de conservação das estruturas de madeira e de alvenaria existentes, e na proposta arquitectónica e funcional para o edifício.

Devido à alteração volumétrica e de funcionamento da zona da caixa de palco e camarins proposta no Projecto de Arquitectura, associada ao mau estado da estrutura da cobertura nessa zona, optou-se pela demolição da estrutura desta parte do edifício, mantendo apenas as paredes de periferia de empena, sendo refeita toda a estrutura numa solução mista de betão armado e estrutura metálica.

Desta forma a solução estrutural, vindo ao encontro da proposta arquitectónica passou pelo seguinte:

- Manutenção das paredes de alvenaria de periferia;
- Criação de um conjunto de pilares de betão armado;
- Adopção de lajes vigadas na zona de apoio ao palco correspondente à zona de tardoz do edifício;
- Na zona da caixa de palco, execução de estruturas aligeiradas metálicas em conjunto com lajes com cofragem metálica-colaborante, permitindo o aligeiramento do seu peso e menores alturas dos elementos estruturais, não condicionando o pé-direito existente.

O acesso vertical entre os pisos do edifício passa a ser realizado por uma escada em betão armado, adoptando-se uma solução do mesmo tipo para as escadas do fundo do palco. Relativamente ao sub-palco existente, este apresentava um pé direito reduzido por isso, para dotar o teatro de um sub-palco com maior funcionalidade e polivalência foi necessário rebaixar o seu piso em cerca de 1.0 m de profundidade. Complementarmente foi previsto um fosso com plataforma elevatória. Tirando partido do afastamento do contorno do sub-palco existente relativamente às paredes de periferia do teatro, considerou-se que a escavação a realizar seria afastada cerca de 0.60 m do contorno existente do sub-palco, afastando desta forma as intervenções a realizar no solo das zonas das fundações das paredes de periferia (a contenção desta escavação é feita por muros de suporte de altura reduzida). Na cobertura está previsto o aumento da cota de 2 zonas através da diminuição da inclinação das águas mantendo a cêrcea. Esta situação será conseguida através da consideração de treliças metálicas em tubo quadrado a funcionar no alinhamento das asnas de madeira existentes.

4.2.3 Elementos Estruturais

Neste ponto, é feita uma abordagem sobre cada uma das tipologias dos elementos estruturais que constituem a estrutura do edifício em estudo, após a sua reabilitação, referindo quais as suas características geométricas.

4.2.3.1 Paredes resistentes

Como já foi referido, as paredes de alvenaria de pedra que fazem parte do teatro situam-se na sua periferia criando uma base onde praticamente toda a restante estrutura é apoiada, como se pode ver pela Figura 4.3.

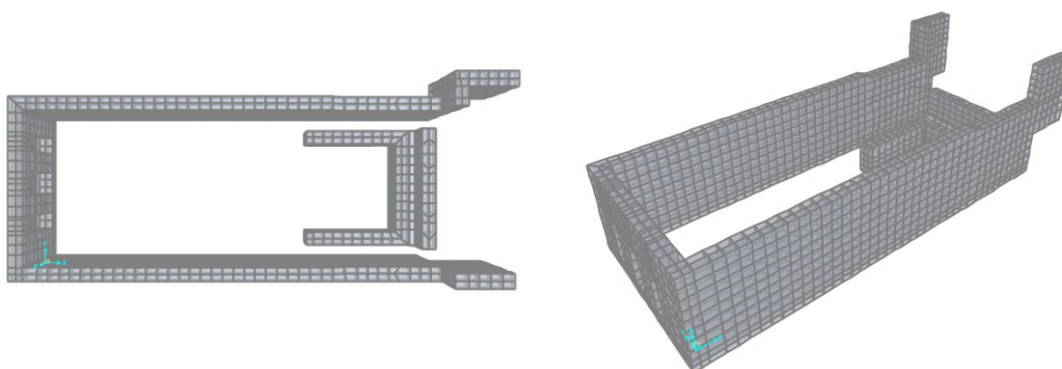


Figura 4.3 Modelo em 3D das paredes de alvenaria (CSI America, 2014)

Em termos de geometria, temos as paredes de empena desenvolvendo-se ao longo do comprimento do teatro com uma altura que varia entre os 6,0 metros e os 5,9 metros, como se pode ver pelo esquema ilustrativo do alçado que se apresenta na Figura 4.4.

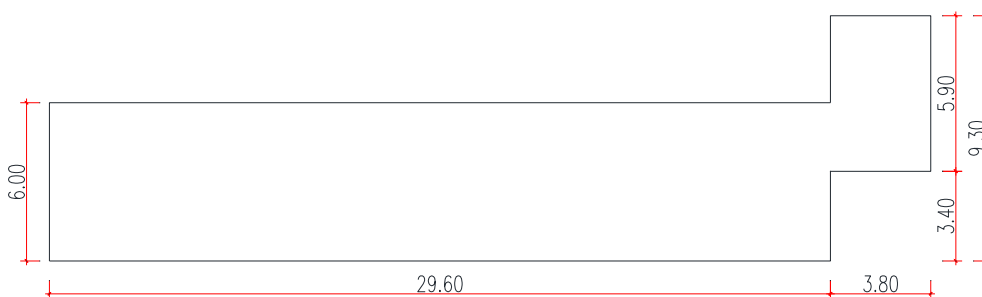


Figura 4.4 Esquema ilustrativo do alçado das paredes de empena do teatro Luís de Camões (s/ escala)

4.2.3.2 Elementos de madeira

4.2.3.2.1 Zona da entrada e convívio

Sobre a entrada do edifício no piso superior, encontra-se a zona do bar suportada através de um pavimento em soalho que assenta numa estrutura de barrotes em madeira. À cota do piso do bar existe também a tribuna, os camarotes laterais e os camarotes de topo apoiados numa estrutura que, antes do projecto de requalificação do teatro era de madeira e actualmente está previsto que

seja composta por uma laje colaborante de betão armado com 0,10 m do tipo *Haircol 59S* com 0,75 mm de espessura.

4.2.3.2.2 Cobertura zona da plateia

A estrutura da zona da cobertura do palco é constituída por asnas de madeira apoiadas nas paredes de alvenaria. Estes elementos desenvolvem-se na direcção transversal do edifício e o seu afastamento entre eixos é, aproximadamente 3,30 metros. Devido ao mau estado de conservação em que se apresentavam alguns destes elementos foi proposto um reforço estrutural composto por elementos metálicos (tubos quadrados) onde se reduziu a inclinação das águas sem alterar a cércea. Na Figura 4.5 apresenta-se um esquema das asnas de madeira descritas sem reforço estrutural (esquerda) e com reforço estrutural (direita). O revestimento da cobertura é realizado por telha tipo Marselha assente sobre as madres, varas e ripas em madeira, funcionando sobre as asnas.

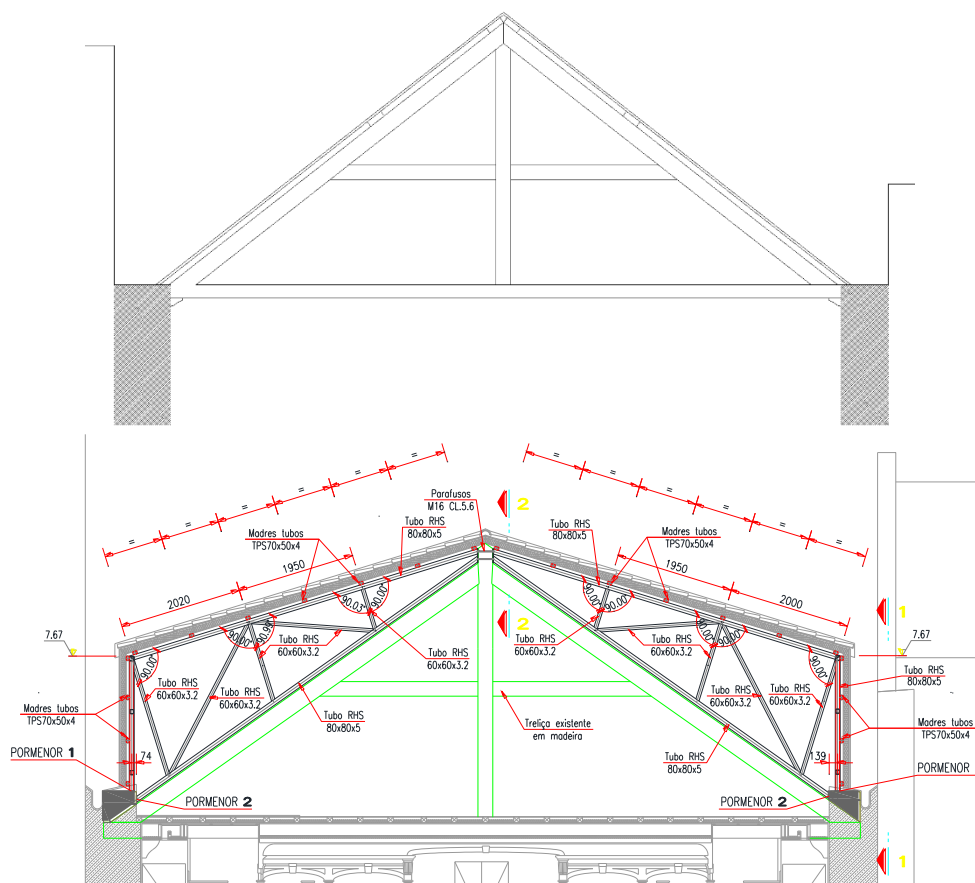


Figura 4.5 Esquema ilustrativo das asnas de madeira sem reforço estrutural (esquerda) e com reforço estrutural (direita) da cobertura da zona da plateia (s/ escala)

4.2.3.3 Estrutura de betão armado

A estrutura da zona do palco e dos camarins e arrumos (zonas 3 e 4 identificadas na Figura 4.1 e Figura 4.2) é uma estrutura com elementos de betão armado, elementos metálicos e elementos mistos. As lajes vigadas são suportadas por pilares de betão armado que, conforme o caso, estão apoiados nas paredes de alvenaria através de lintéis de betão ou são fundados directamente através de sapatas isoladas.

As peças desenhadas (plantas e cortes) da estrutura da zona do palco, dos camarins e dos arrumos podem ser consultadas no suporte informático do anexo B. No suporte informático

disponibilizado podem ser consultadas todas as informações relativas à geometria das lajes, pilares e vigas que constituem a zona 3 e 4. Relativamente à geometria da zona 1 e 2 foram seguidas as indicações que estavam no Projecto de Arquitectura.

4.3 Modelação da estrutura

A modelação da estrutura em estudo, sendo uma estrutura existente, passou em primeiro lugar por estudar o Projecto de Arquitectura da Contemporânea, Lda. e o Projecto de Estruturas e Fundações da FTD – Consultores de Engenharia, Lda. Após o estudo dos dois projectos foi elaborado um modelo numérico capaz de representar da melhor forma possível a estrutura em análise.

Antes de começar a modelar a estrutura foi feita uma pesquisa criteriosa para se definirem as características mecânicas dos materiais através da consulta de bibliografia relevante sobre estes assuntos. Para a modulação numérica da estrutura é necessário, além das características mecânicas dos materiais, todas as características geométricas dos elementos estruturais relevantes. Estas características geométricas foram obtidas através do estudo do projecto de arquitectura e do projecto de estruturas e fundações fornecidos pelas duas empresas referidas acima. Por fim, a simulação da estrutura não estaria completa se não se definissem as massas dos elementos estruturais e as ações estáticas a que a estrutura está sujeita sendo, por isso descritas em detalhe neste capítulo. Em termos de valores concretos para as características mencionadas foram adoptados valores presentes em bibliografia actual e normas nacionais e internacionais (Correia dos Santos, Brazão Farinha, & Brazão Farinha, 2010; Delgado, 2013; NTC, 2008; Ortolani, 2012).

A escolha do programa de cálculo automático a utilizar para a modulação da estrutura em análise recaiu em 3 factores - o facto de permitir análises dinâmicas tridimensionais, a facilidade de manuseamento do próprio programa e a experiência que a autora deste trabalho tem com o programa, no âmbito profissional. Por estas razões enunciadas o programa em que foi desenvolvido o modelo de cálculo foi o programa SAP2000, *CSI - Computers & Structures, Inc. Berkeley – USA* (CSI America, 2014).

Devido à planta rectangular do edifício, foi considerada a maior dimensão em planta a direcção x , a menor dimensão a direcção perpendicular y e o eixo dos z foi considerado como a direcção vertical. As unidades consideradas foram o kN , m e ton para o caso das forças, comprimentos e massas, respectivamente.

No presente ponto deste capítulo além de ser feito o estudo das características mecânicas dos materiais, das características geométricas dos elementos estruturais e das massas admitidas para os elementos que constituem a estrutura é feita também, a descrição do modelo do edifício.

4.3.1 Método numérico dos elementos finitos

Actualmente, o método numérico mais usado para obter soluções aproximadas para os problemas mais importantes da Engenharia de Estruturas (problemas de elasticidade linear em placas, lajes, cascas ou sólidos tridimensionais) é o Método dos Elementos Finitos (MEF).

Os problemas referidos, excepto em casos muito particulares, recorrem a equações com derivadas parciais onde não é possível obter uma solução exacta. O MEF consiste em realizar aproximações

simples de várias incógnitas desconhecidas para transformar essas equações com derivadas parciais em equações algébricas. Este método recai em três componentes, igualmente importantes das Ciências da Engenharia que descrevem as leis da Física (equações com derivadas parciais), os Métodos numéricos para chegar às equações algébricas e posteriormente solucionar-las e, as ferramentas computacionais que calculem todas as operações necessárias de formas a chegar à solução do problema em questão (Dhatt, Touzot, & Lefrançois, 2012; Pereira, 2000).

4.3.2 Características mecânicas dos materiais

Como já foi referido, a primeira fase da modelação da estrutura em análise passou por, depois de analisar os projectos de arquitectura e estrutura disponíveis, definir as características mecânicas dos vários materiais de que são compostos os vários elementos da estrutura.

A definição destes materiais da forma mais rigorosa possível deveria passar por realizar ensaios *in situ*. Como não é possível a realização de tais ensaios – que também não recaem no âmbito deste trabalho optou-se por definir os valores das características mecânicas dos materiais através da consulta de bibliografia relevante nesta área de estudo (Correia dos Santos et al., 2010; Delgado, 2013; NTC, 2008; Ortolani, 2012).

Para a realização deste trabalho, a definição de um material num programa como o *SAP2000* requer a determinação do módulo de elasticidade (ou de *Young*), do coeficiente de *Poisson* e do peso volúmico do material (CSI America, 2014). A definição do peso volúmico não constitui um grande problema porque este está directamente relacionado com a massa volúmica através da aceleração gravítica.

Relativamente ao módulo de elasticidade do material – ou módulo de *Young*, a sua definição é da maior importância para este trabalho visto que o módulo de elasticidade influencia directamente a frequência de vibração da estrutura o que quer dizer que, indirectamente influencia a resposta do edifício a qualquer acção dinâmica. Esta característica dá-nos a relação entre as tensões a que um material está sujeito e quais as deformações que se irão gerar, quando é feita uma análise elástica linear ao material em estudo.

A definição do módulo de distorção do material não é necessária visto que, o programa *SAP2000* calcula este parâmetro automaticamente após a introdução do módulo de elasticidade através da seguinte equação:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [4.1]$$

Ao analisarmos a equação acima, podemos ver que é também necessária a introdução do coeficiente de *Poisson* no programa de cálculo automático. O coeficiente de *Poisson* é um coeficiente que relaciona as extensões transversais com as extensões longitudinais de um material quando este está sujeito a uma determinada tensão longitudinal.

4.3.2.1 Alvenaria

A alvenaria de pedra é um material heterogéneo, anisotrópico¹¹ e descontínuo onde as suas características mecânicas dependem muito da técnica construtiva adoptada e o estado de conservação do próprio material. Desta forma, não existem valores certos ou errados mas sim intervalos de valores que se podem considerar para as suas características mecânicas.

Na definição do material foi fulcral o uso dos valores de trabalhos e estudos anteriores. Na Tabela 4.1, podem ser consultados os valores (ou intervalos de valores) que são adoptados para alvenaria de pedra irregular e necessários para definir o material no programa *SAP2000* (CSI America, 2014).

O peso volúmico da alvenaria de pedra irregular não é de difícil caracterização visto que, em toda a bibliografia utilizada, se adopta o valor de 19 kN/m³. Já para o módulo de elasticidade o caso muda um bocadinho de figura pois existem vários valores que se podem adoptar. A escolha do valor é influenciada em grande parte pelo conhecimento disponível sobre a própria alvenaria. Na Norma Italiana (NTC, 2008) apresentam-se intervalos de valores a adoptar para o módulo de elasticidade da alvenaria de pedra irregular (entre 0,69 GPa e 1,05 GPa) onde nos casos em que a informação disponível sobre os elementos é muito reduzida (como é o caso em questão), se aconselha a adoptar o valor médio de 0,87 GPa. Desta forma foi considerado o valor médio de 0,87 GPa para os elementos de alvenaria estrutural que constituem parte do edifício em estudo (Ortolani, 2012).

4.3.2.2 Madeira

O ideal para identificar este material e as suas propriedades seria a realização de ensaios para que se conseguisse quantificar os valores para as várias características mecânicas e qual a espécie exacta de madeira, mas como não recai no âmbito deste trabalho são então tomadas decisões em conformidade com a pesquisa bibliográfica. Através dos registos históricos de edifícios construídos na mesma época que o edifício em análise é seguro assumir que a madeira usada nesta estrutura é pinho bravo, devido à enorme abundância deste material no território nacional.

Em termos de modelação, foi escolhido um módulo de elasticidade de 10 GPa e um coeficiente de *Poisson* de 0,2 – valores retirados de estudo e trabalhos anteriores (Correia dos Santos et al., 2010; Delgado, 2013). Optou-se por adoptar um valor médio relativo aos valores das várias fontes seguindo então a linha do que foi adoptado para as alvenarias de pedra irregular. O valor para o módulo de distorção tem então um valor de 4,167 GPa embora este valor não tenha grande interesse por os elementos de madeira trabalharem maioritariamente ao esforço normal e à flexão.

4.3.2.3 Betão

A estrutura da zona do palco e dos bastidores irá ser reconstruída devido ao estado de má conservação que se encontra, como já foi referido. A nova estrutura irá ser uma estrutura porticada em que a maior parte dos seus elementos estruturais serão de betão armado. Para este tipo de material a definição das suas características mecânicas estão claramente definidas na regulamentação em vigor. As peças de betão armado da superestrutura e fundações são compostas

¹¹ A sua anisotropia deve-se, em parte, devido às juntas de argamassa que ligam as pedras que constituem este material.

por betão C25/30 (designação segundo o Eurocódigo 2) (Comité Europeu Para a Normalização, 2010a).

Para o peso volúmico do betão armado é adoptado o valor de 25 kN/m³ e para o betão simples 24 kN/m³. Adoptam-se para os dois casos um coeficiente de *Poisson* de 0,2 e relativamente ao módulo de elasticidade é adoptado um valor de 31 GPa, como definido na regulamentação (Comité Europeu Para a Normalização, 2010a; Exploração, 1983).

4.3.2.4 Aço

Todos os elementos de aço que fazem parte da estrutura são compostos por aço S275, material definido no modelo de cálculo automático com um peso volúmico de 77 kN/m³, um módulo de elasticidade de 210 GPa e um coeficiente de *Poisson* de 0,3. Os valores definidos para este tipo de material seguiram o estipulado na regulamentação em vigor (Comité Europeu Para a Normalização, 2010b).

Tabela 4.1 Resumo das características dos materiais adoptados

Material	Peso Volúmico, γ [kN/m ³]	Massa volúmica, ρ [ton/m ³]	Módulo de Elasticidade, E [GPa]	Coefficiente de <i>Poisson</i> , ν [-]	Módulo de Distorção G [GPa]
Alv. de pedra irr.	19,0	1,94	0,87	0,2	0,3625
Madeira	5,90	0,602	6,0	0,2	4,167
Betão	25,0	2,50	31,0	0,2	12,5
Aço	77,0	7,95	210,0	0,3	80,77

4.3.3 Consideração da massa da estrutura

Com vista à caracterização dinâmica do edifício em estudo e à sua avaliação sísmica é essencial a correcta definição da massa de cada um dos tipos de material de que a estrutura é composta.

Os elementos estruturais que foram modelados no programa SAP2000 (peças de betão armado, perfis metálicos, barrotes e tábuas de madeira e paredes de alvenaria irregular) têm a sua massa definida através das dimensões definidas para cada tipologia de peça e da massa volúmica definida para cada um dos materiais.

Relativamente à massa das paredes divisórias de cada zona do edifício, foram definidas as suas massas como uma carga uniformemente distribuída nas áreas com interesse. Foram considerados dois tipos de paredes divisórias – paredes de alvenaria de tijolo (zona reconstruída do palco) e paredes de madeira (zona da entrada e da plateia). Os valores considerados para cada uma das cargas estão definidos no ponto referente às acções actuantes deste trabalho.

A massa da estrutura a considerar na modelação e respectiva análise dinâmica deve ser a massa quase-permanente, ou seja, deve ser considerado o peso próprio, a restante carga permanente e as sobrecargas aplicadas nas lajes e vigas do edifício, segundo a expressão seguinte:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad [4.2]$$

Onde,

$\psi_{E,i}$ – coeficiente de combinação para a acção variável, que tem em conta a possibilidade de as cargas $Q_{k,i}$ não estarem presentes em toda a estrutura aquando a ocorrência de um sismo.

Ao considerar a combinação quase permanente de acções, as acções variáveis irão ser afectadas pelo coeficiente $\psi_{E,i}$ que é o produto de dois coeficientes – o coeficiente ψ_2 e o coeficiente φ que considera a relação entre pisos para as acções variáveis em edifícios de categoria A/B ou C. No caso deste trabalho como o edifício é da categoria C, segundo o Eurocódigo 1 (Comité Europeu Para a Normalização, 2009b) e os pisos têm ocupações correlacionadas o valor de φ adoptado foi de 0,8 (quadro 4.2 da Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c)). O valor $\psi_{E,i}$ calculado através da expressão [4.3], é 0,48.

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad [4.3]$$

Desta forma no modelo de cálculo automático desenvolvido, a massa da estrutura é composta pelo peso próprio da mesma, acrescida da contribuição das restantes cargas permanentes e das sobrecargas para que estas sejam consideradas na análise dinâmica e modal, de acordo com as cláusulas 3.2.4 e 4.2.4 do Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c).

4.3.4 Elementos estruturais

A estrutura em análise é composta por uma enorme variedade de elementos estruturais tanto em termos de materiais constituintes como em termos de características geométricas.

Os elementos estruturais que compõem a estrutura das zonas 3 e 4 indicadas anteriormente estão caracterizados nas peças desenhadas referentes ao projecto de execução. É de referir que as características geométricas de vários elementos foram condicionadas pela arquitectura do edifício, sendo a maioria destes de betão armado.

Nas zonas 1 e 2, a estrutura é composta por uma cobertura de madeira reforçada com treliças metálicas que apoiam nas paredes de alvenaria de pedra irregular periféricas. A informação disponível sobre os elementos de madeira que constituem a cobertura restringiu-se ao projecto de Arquitectura e, por isso, foram adoptadas as dimensões definidas em tais peças desenhadas. As peças desenhadas do projecto de arquitectura encontram-se também no Anexo B.

4.4 Regularidade Estrutural

Como já foi visto no ponto 2.6 deste trabalho quanto mais irregular um edifício for tanto em planta como em altura mais vulnerável é à acção sísmica. Segundo a primeira parte do EC8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c) existem vários critérios para classificar um edifício como regular em planta e em altura.

Para que um edifício seja regular em planta, este deve satisfazer todas as condições indicadas na primeira parte do Eurocódigo na cláusula 4.2.3.2 (1) a 4.2.3.2 (9). No caso em análise foram estudadas as cláusulas e verificou-se que a estrutura não cumpre logo as 3 primeiras cláusulas e por isso, considerou-se que esta não é regular em planta.

Relativamente à regularidade em altura, a estrutura em análise é também irregular pois também não cumpre várias das cláusulas estipuladas pelo Eurocódigo 8 (existem elementos estruturais que não são contínuos desde a fundação ao topo de edifício e existe um recuo superior a 20% da dimensão em planta).

Desta forma, como a estrutura é irregular tanto em planta como em altura o método de análise adoptado foi uma análise modal por espectro de resposta (análise dinâmica linear).

4.5 Acções actuantes

Neste ponto são descritas quais as acções actuantes consideradas para a análise da estrutura em estudo segundo o Eurocódigo 0 (Comité Europeu Para a Normalização, 2009a).

4.5.1 Acções Estáticas

As acções estáticas a que o edifício em estudo está sujeito estão divididas em cargas permanentes e em sobrecargas. As cargas permanentes são compostas pelo peso próprio dos elementos estruturais e pelo peso das paredes exteriores e divisórias dos vários pisos. Os valores que foram aplicados no modelo de SAP2000 (CSI America, 2014) tiveram como referência o Eurocódigo 1 e as Tabelas Técnicas (Comité Europeu Para a Normalização, 2009b; Correia dos Santos et al., 2010). Na Tabela 4.2 apresentam-se tais valores por piso visto o valor de algumas acções variar consoante a ocupação dada a cada piso.

Tabela 4.2 Valores das acções estáticas actuantes na estrutura em estudo

Cota do piso	Revestimento (kN/m ²)	Paredes Divisórias (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)
0,00 m	1,5	0,0	3,50
2,43 m	0,0	0,5	2,50
3,15 m	1,5	0,0	3,50
3,60 m	0	0,5	3,50
5,68 m	0	0,5 ou 1,5	2,50 ou 3,50
8,83 m	1,5	1,50	3,50
11,55 m	2,5	0,0	5,00
14,65 m	2,5	0,0	1,00

Como se pode ver na tabela anterior, no piso à cota 5,68 m o valor das paredes divisórias e da sobrecarga é variável ao longo do piso porque a ocupação também não é idêntica (na zona do palco e bastidores o piso é usado como zona de arrumos de material de apoio ao teatro e na zona da plateia e entrada o piso é usado como escritórios). No caso das paredes divisórias o valor também não é constante porque a constituição das paredes não é a mesma – na zona do palco as paredes divisórias são paredes de alvenaria de tijolo simples com uma espessura de 11 cm e na zona da plateia as paredes divisórias são de madeira. A sobrecarga no piso à cota 11,55 tem um valor de 5,0 kN/m² por causa do peso das máquinas que vão ser instaladas naquela zona.

O peso dos equipamentos que dão apoio ao palco do teatro foram considerados como uma carga linear aplicada segundo os perfis metálicos, como indicado nas peças desenhadas. Os equipamentos têm um peso de 10 kN/m ou de 3,50 kN/m.

Relativamente ao revestimento dos pisos, enquanto nas zonas onde o piso é de madeira não foi considerado revestimento, nas zonas onde as lajes são de betão armado foi considerado um peso de revestimento de 1,5 kN/m² para todos os pisos excepto nas coberturas onde foi considerado

um peso de 2,5 kN/m² devido aos enchimentos necessários para criar uma pendente de forma a escoar as águas pluviais.

Na cobertura de madeira foi considerado um peso de 0,4 kN/m² devido às telhas da cobertura inclinada. Para as escadas foi considerada uma sobrecarga de 4,0 kN/m² e um revestimento de 1,5 kN/m², no caso das escadas de betão armado.

4.5.2 Acção Sísmica

O movimento do terreno provocado por um sismo é, segundo a cláusula 3.2.2.1 (1) do Eurocódigo 8 (parte 1) (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c), é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno, designado como “*espectro de resposta elástica*”. De forma a ter em conta as diferentes condições sísmicas possíveis, existem dois tipos de espectros de resposta – o espectro de resposta do tipo 1 e do tipo 2. As estruturas devem ser analisadas e dimensionadas segundo o tipo de acção sísmica e espectro mais relevante.

4.5.2.1 Resposta elástica horizontal

O espectro de resposta horizontal, para a componente horizontal da acção sísmica é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad [4.4]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad [4.5]$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad [4.6]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad [4.7]$$

Onde;

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

T – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

T_B – Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C – Limite superior do período do patamar de aceleração espectral constante;

T_D – Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S – Coeficiente do solo;

η - Valor de correcção do amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento viscoso¹²;

a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$)

– a_{gR} - valor de referência da aceleração mínima na base de um terreno do tipo A;

¹² Para casos onde o amortecimento viscoso é diferente de 5% o valor de correcção é obtido através da expressão $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$.

- γ_1 – Coeficiente de importância.

Os valores obtidos para o espectro de cálculo em função do período de vibração encontram-se dispostos no Anexo B.

O valor do coeficiente de solo (S) em Portugal é calculado com recurso às expressões apresentadas de seguida que se encontram descritas na cláusula 3.2.2.2 (2) P do Anexo Nacional.

$$se \ a_g \leq 1m/s^2 \Rightarrow S = S_{\max} \quad [4.8]$$

$$se \ 1m/s^2 < a_g < 4m/s^2 \Rightarrow S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3} \times (a_g - 1) \quad [4.9]$$

$$se \ a_g \geq 4m/s^2 \Rightarrow S = 1,0 \quad [4.10]$$

O parâmetro S_{\max} está definido nos quadros 3.2 e 3.3 do Anexo Nacional.

Considerando que a estrutura em análise se localiza em Belém (Lisboa) as zonas sísmicas para cada uma das acções sísmicas tipo são:

- Acção Sísmica do Tipo 1: Zona sísmica 1.3
- Acção Sísmica do Tipo 2: Zona sísmica 2.3

Desta forma podemos, através da tabela apresentada no capítulo 2, sobre os valores da aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas definir o valor de cálculo da aceleração à superfície (a_g) para cada uma das acções sísmicas tipo – como se pode ver pela tabela apresentada de seguida. Também no capítulo 2 foram apresentadas as várias classes de importância para os edifícios. Como o edifício em análise é um teatro (instituição cultural) foi estipulado que este pertence à classe III.

Tabela 4.3 Valor de cálculo da aceleração à superfície (a_g) para a Acção Sísmica Tipo 1 e Tipo 2

Acção Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	γ_1	a_g (m/s ²)	-
Tipo 1	1,5	1,45	2,175	$1m/s^2 < a_g < 4m/s^2$
Tipo 2	1,7	1,25	2,125	$1m/s^2 < a_g < 4m/s^2$

Consoante o tipo de terreno em que o edifício está fundado é possível definir os parâmetros necessários para construir o espectro de resposta elástica horizontal tanto para a Acção Sísmica Tipo 1 (AST1) e para a Acção Sísmica Tipo 2 (AST2). No caso da estrutura em análise, não existem ensaios sobre o tipo de terreno onde o edifício está fundado e o âmbito deste trabalho não se foca no estudo exaustivo do terreno considerou-se um terreno do tipo B (podem ser vistas as características deste tipo de terreno no anexo B).

Na tabela que se apresenta de seguida estão definidos os valores dos parâmetros que permitem definir o espectro de resposta para a AST1 e para a AST2, que podem ser consultados no Anexo Nacional, Quadros NA – 3.2 e NA-3.3 do Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c).

Tabela 4.4 Valores dos parâmetros que permitem definir o espectro de resposta elástica para a AST1 e AST2, adaptado de (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c)

Tipo de Terreno	Acção Sísmica Tipo 1				Acção Sísmica Tipo 2			
	$S_{máx}$	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	$S_{máx}$	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0	2,0	0,1	0,30	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0	1,8	0,1	0,25	2,0

Desta forma é possível definir os coeficientes do solo para cada uma das acções, como se pode ver pela Tabela 4.5, com recurso à expressão definida em cima e considerando que a aceleração à superfície se situa entre 1 e 4 m/s²:

Tabela 4.5 Valores do coeficiente de solo para a AST1 e AST2

Acção	S
AST1	1,213
AST2	1,219

A partir dos valores definidos e utilizando as expressões descritas acima, os espectros de cálculo usados para o caso que se está a estudar apresentam-se nas figuras seguintes (Figura 4.6e Figura 4.7) :

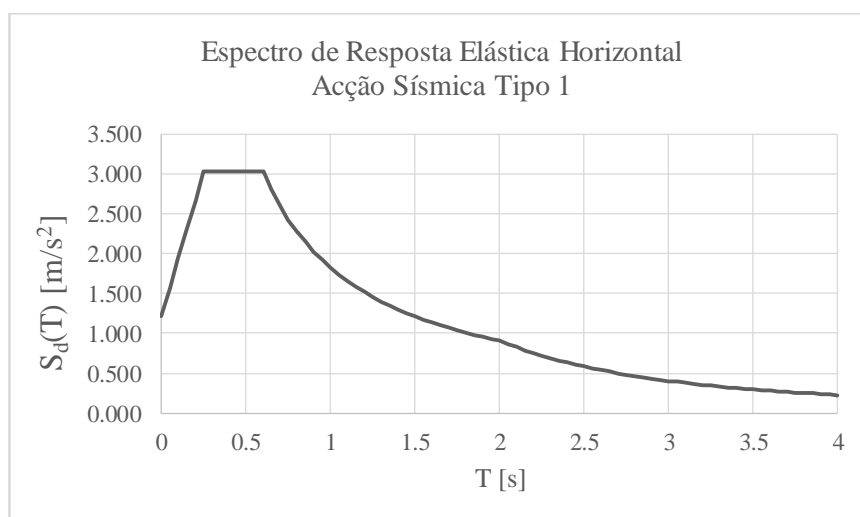
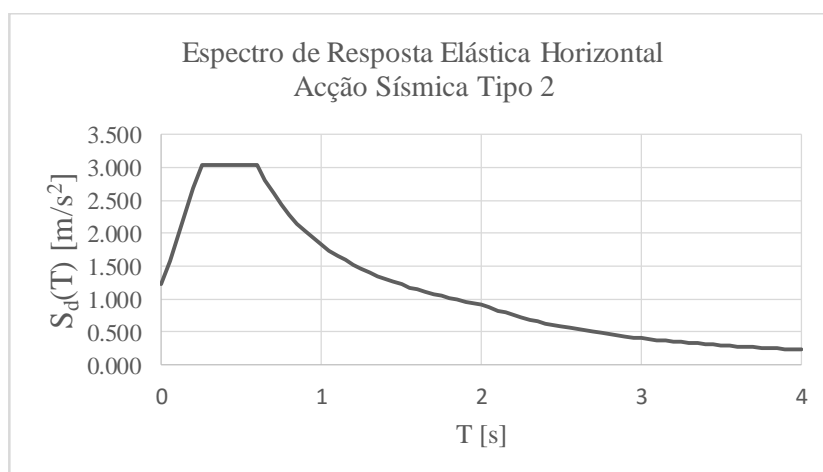


Figura 4.6 Espectro de resposta elástica para a estrutura em análise



4.5.2.2 Resposta elástica vertical

A determinação do espectro de resposta elástica vertical é determinado pelas seguintes expressões (descritas na cláusula 3.2.2.3 (1) do Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c):

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad [4.11]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \quad [4.12]$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad [4.13]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad [4.14]$$

Onde,

a_{vg} – Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direcção vertical.

A componente vertical da acção sísmica só deve ser considerada se a_{vg} for superior a 0,25g (2,5 m/s²) e só nos casos em que (cláusula 3.3.5.2 (1) do Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c)):

- Estruturas com isolamento de base;
- Elementos estruturais com vãos iguais ou superiores a 20 metros;
- Elementos pré-esforçados horizontais;
- Consolas horizontais com mais de 5 metros de comprimento;
- Vigas que suportam pilares.

Caso alguma das situações acima descritas se verifique, os valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta vertical a usar estão representados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 Valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta vertical para a Acção Sísmica Tipo 1 e Tipo 2, adaptado de (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c)

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

Apesar de se verificar uma das situações descritas pelo Eurocódigo 8 em que é necessário considerar a componente vertical da acção sísmica, esta não foi considerada porque tanto no caso da AST1 e no caso da AST2 o valor da a_{vg} não é superior a 2,5 m/s², como se pode ser pela Tabela 4.7.

Tabela 4.7 Valores da aceleração vertical para a AST1 e para a AST2

Acção Sísmica	a_{vg}/a_g	a_g (m/s ²)	a_{vg} (m/s ²)
Tipo 1	0,90	2,175	1,958
Tipo 2	0,45	2,125	0,956

4.5.2.3 Espectro de cálculo para a análise elástica

A capacidade de um sistema estrutural resistir às acções sísmicas no domínio não linear permite que o seu cálculo seja efectuado para resistir a forças sísmicas inferiores às forças sísmicas correspondentes caso fosse feita uma análise elástica linear ao sistema em estudo. Desta forma, foram também calculados – através das expressões descritas abaixo, os dois espectros de cálculo para a AST1 e para a AST2 (como se pode ver na Figura 4.7), que já contemplam o coeficiente de comportamento.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad [4.15]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad [4.16]$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad [4.17]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad [4.18]$$

Onde;

$S_d(T)$ Espectro de cálculo;

q Coeficiente de comportamento;

β Coeficiente que corresponde ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal (O valor recomendado para Portugal, segundo o Anexo Nacional, é 0,2).

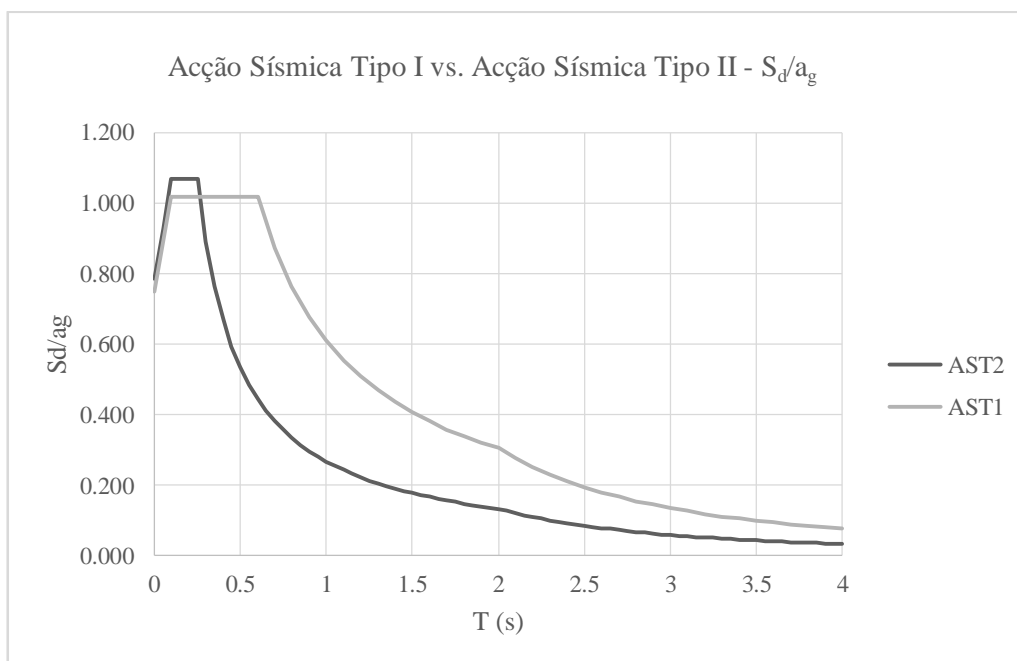


Figura 4.7 Espectro de cálculo para a análise elástica para a AST1 e para a AST2

Para a definição do espectro apresentado na Figura 4.7 foram considerados alguns parâmetros que estão definidos na Tabela 4.8. Além dos parâmetros considerados para definir o espectro de cálculo foi considerado que a estrutura não é regular nem em planta nem em altura o que resulta numa redução de 20% do coeficiente de comportamento devido à sua irregularidade em altura e numa aproximação para o valor básico do coeficiente de comportamento (q_0) devido à sua irregularidade em planta, como se pode consultar na cláusula 5.2.2.2 (3) e 5.2.2.2 (6) do EC8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c).

Tabela 4.8 Parâmetros para definir o espectro de cálculo para a AST1 e para a AST2

Parâmetro	AST1	AST2
a_{gR} (m/s^2)	1,5	1,7
S	1,20	1,35
a_g (m/s^2)	2,175	2,465
Coef. de imp. (III)	1,45	
k_w	1,0	
α_u/α_1	1,15	
q_0	3,45	
q	2,76	

Devido à grande heterogeneidade de materiais que constituem a estrutura tomou-se a decisão de considerar o coeficiente de comportamento da estrutura de betão para toda a estrutura.

4.6 Combinações de acções

A segurança relativamente aos Estados Limites Últimos foi feita, na generalidade, em termos de esforços com base na condição seguinte:

$$E_d \leq R_d \quad [4.19]$$

Onde E_d e R_d designam os valores de dimensionamento do esforço actuante e do esforço resistente, respectivamente.

Para os Estados Limite Últimos, foram consideradas as seguintes combinações:

- Estado Limite Último: Combinação Fundamental (art.º 6.4.3.2 do Eurocódigo 0):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1}^m \gamma_{Q,1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [4.20]$$

- Estado Limite Último: Acção Sísmica (art.º 6.4.3.4 do Eurocódigo 0):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{j > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [4.21]$$

- Estado Limite de Utilização: Combinação Quase-Permanente (cláusula 6.5.3 (c) do Eurocódigo 0):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{j > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [4.22]$$

Em que,

“+” – Significa “a combinar com”;

Σ – Significa “o efeito combinado de”;

γ_G – Coeficiente parcial relativo às acções permanentes;

γ_Q – Coeficiente parcial relativo às acções variáveis;

γ_P – Coeficiente parcial relativo às acções de pré-esforço;

ψ_0 – Coeficiente de combinação para as acções variáveis;

ψ_2 – Coeficiente de combinação quase-permanente para as acções variáveis;

E_d – Valor de dimensionamento do efeito de uma acção;

G_k – Valor característico de uma acção permanente;

$Q_{k,i}$ – Valor característico de uma acção variável;

P – Valor da acção do pré-esforço;

A_{Ed} – Valor de cálculo da acção sísmica ($A_{Ed} = \gamma_1 \times A_{Ek}$)

- A_{Ek} – Valor característico da acção sísmica para o período de retorno de referência;
- γ_1 – Coeficiente de importância.

Os coeficientes de segurança γ_G e γ_Q , respectivamente para acções permanentes e variáveis adoptados foram os seguintes:

Tabela 4.9 Coeficientes de segurança para as acções permanentes e variáveis (Comité Europeu Para a Normalização, 2009a)

Peso próprio da estrutura	$\gamma_G = 1,35$ ou $1,0$ (conforme a situação mais desfavorável)
Restantes cargas permanentes	$\gamma_G = 1,35$ ou $1,0$ (conforme a situação mais desfavorável)
Acções Variáveis	$\gamma_Q = 0$ ou $1,5$ (conforme a situação mais desfavorável)

Os coeficientes parciais de segurança para as acções variáveis são os indicados na tabela seguinte:

Tabela 4.10 Coeficientes parciais de segurança para as acções variáveis (Comité Europeu Para a Normalização, 2009a)

Zona	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Pisos	0,7	0,7	0,6
Varandins do palco	0,7	0,7	0,6
Coberturas	0,0	0,0	0,0

Após a análise das expressões [4.20], [4.21] e [4.22] são resumidas na Tabela 4.11 as combinações de acção utilizadas na realização deste trabalho.

Tabela 4.11 Combinações de acções utilizadas na modelação da estrutura no programa SAP2000 (CSI America, 2014)

EL. Último – Combinação Fundamental
$1,35 \times (PP + RCP + EQUIP) + 1,5 \times (SC_{pisos} + SC_{cobertura} + SC_{escadas})$
ELU – Acção Sísmica \pm Efeitos de Torção
$(PP + RCP + EQUIP) + A_{sísmo} + 0,2 \times (SC_{pisos} + SC_{cobertura} + SC_{escadas}) + EAT$
$(PP + RCP + EQUIP) + A_{sísmo} + 0,2 \times (SC_{pisos} + SC_{cobertura} + SC_{escadas}) - EAT$
EL. Utilização – Combinação Quase-Permanente
$(PP + RCP + EQUIP) + 0,2 \times (SC_{pisos} + SC_{cobertura} + SC_{escadas})$

Onde,

PP – Peso próprio;

REV – Peso dos revestimentos;

EQUIP – Peso dos equipamentos;

SC – Sobrecargas;

$A_{sísmo}$ – Valor da acção sísmica para o sismo do Tipo 1 ou 2, conforme o caso;

EAT – Efeitos Acidentais de Torção.

4.7 Simplificações adoptadas na modelação

Aquando a modelação da estrutura em análise constatou-se a enorme complexidade de toda a estrutura e, principalmente da zona 1 e 2 (indicadas no ponto 4.2 deste trabalho). A disponibilidade de visitas à obra foi nula e por isso assumiram-se vários aspectos que são descritos de seguida.

Depois de uma análise minuciosa às peças desenhadas tanto do Projecto de Arquitectura como do Projecto de Estruturas, a modelação dos pilares, das vigas e lajes da zona de betão armado (zona 3 e 4) obedeceu ao descrito pelas peças onde as únicas simplificações feitas foram a definição de uma espessura equivalente para as lajes colaborantes (descrita abaixo) e a definição de uma viga fictícia com uma rigidez elevada de maneira a imitar a situação que se pode observar na Figura 4.8.

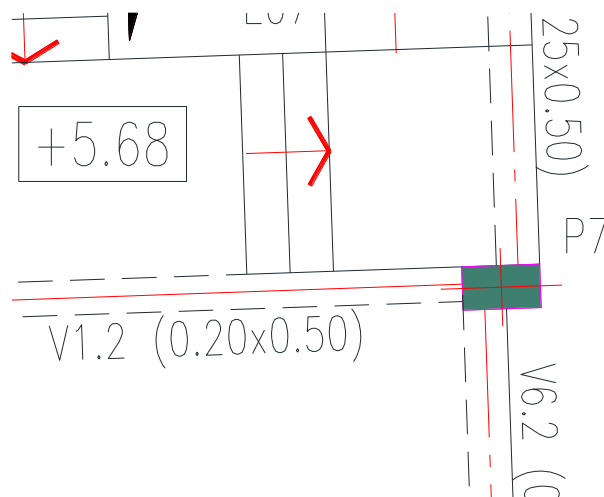


Figura 4.8 Parte da planta do piso à cota +5,68 m junto à zona da caixa de escadas (s/ escala)

Relativamente à definição da laje colaborante foi calculada uma espessura equivalente através de um coeficiente de homogeneização considerando o módulo de elasticidade do betão e o módulo de elasticidade do aço chegando-se a uma espessura de 8 cm.

Na zona 1 e 2, a geometria dos elementos de madeira foi definida consultando o Projecto de Arquitectura. Para facilitar a consulta, os elementos do Projecto de Arquitectura estão disponíveis no suporte informático que se encontra no Anexo B deste trabalho. A modelação dos elementos de madeira apoiados nas paredes de alvenaria foi feita considerando que a ligação dos barotes de madeira às paredes não é uma ligação fiável e por isso foram consideradas rótulas nos extremos dos elementos barra que apoiam nas paredes de alvenaria. Relativamente aos elementos *shell* que modulam o piso de madeira foi usada a ferramenta *constraints* do programa SAP2000 (CSI America, 2014) que permite garantir a continuidade da estrutura ou não (neste caso foram retirados os *constraints* aos elementos em causa).

De forma a adaptar a análise estrutural à verificação da segurança para a acção sísmica foram tidas em conta algumas simplificações para os elementos de betão armado:

- Considerou-se a rigidez das vigas como sendo 1,5 vezes superior à inércia da secção transversal na direcção do eixo local transversal (eixo local 1 no programa) de maneira a considerar a contribuição das lajes para as vigas;
- Definiu-se que o valor do módulo de elasticidade é metade do seu valor total para que se considerasse apenas metade da rigidez de flexão e corte dos elementos. Esta simplificação permite analisar o comportamento estrutural no estado fendilhado, onde a deformabilidade é maior e a rigidez menor. Desta forma é analisada a situação mais desfavorável.
- A massa da estrutura considerada na análise dinâmica foi a massa quase-permanente, ou seja considerou-se, além do peso próprio, as restantes cargas permanentes (peso dos

revestimentos e das paredes divisórias) e a sobrecarga sobre as lajes segundo a expressão [4.23]:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad [4.23]$$

Segundo a primeira parte do Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c), os efeitos de inércia da acção sísmica de cálculo devem ser avaliados tendo em conta a presença das massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem na expressão [4.23]. O coeficiente $\psi_{E,i}$ tem em conta a possibilidade de as cargas $Q_{k,i}$ não estarem presentes em toda a estrutura durante o sismo. Além disso, este coeficiente também cobre o efeito de uma participação reduzida das massas no movimento da estrutura, devido à ligação não rígida entre elas. O coeficiente $\psi_{E,i}$ é definido através da expressão [4.24]:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad [4.24]$$

Onde,

φ Valor a atribuir conforme a categoria de acção variável (definida pelo Eurocódigo 1 (Comité Europeu Para a Normalização, 2009b)) e pelo tipo de ocupação de cada piso da estrutura - Quadro 4.2 do Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c).

Para o caso em análise foi definido um valor de 0,8 para o coeficiente φ , o que levou a que o coeficiente $\psi_{E,i}$ tivesse um valor de 0,48 visto o valor de ψ_2 ser 0,6.

4.8 Análise sísmica

Segundo o Eurocódigo 8 – Parte 3, a avaliação da segurança é um processo quantitativo que tem como objectivo principal verificar se uma estrutura (que até pode já estar danificada) tem um comportamento satisfatório quando sujeita à combinação sísmica de dimensionamento.

Quando se realiza uma análise deste tipo, pretende-se reproduzir o comportamento da estrutura o mais próximo possível do real tendo em conta erros de construção, danos existentes na estrutura, ligações deficientes entre elementos estruturais. Desta forma, foi considerada uma redução de 50 % do módulo de elasticidade dos elementos estruturais para ser tida em conta a fendilhação nos elementos de betão e a degradação da rigidez das alvenarias, como já referido.

A análise à estrutura foi efectuada segundo o especificado no Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c) e foi considerada a acção das cargas gravíticas (cargas permanentes e sobrecargas regulamentares) e da acção sísmica.

4.8.1 Requisitos das estruturas

Segundo a primeira parte do Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c) é necessário que as estruturas garantam os seguintes requisitos:

- Protecção de vidas humanas;
- Limitação dos danos;
- Garantir a operação e funcionalidade das estruturas mais importantes para a protecção civil.

Para que estes três critérios sejam cumpridos é necessário assegurar um determinado grau de fiabilidade – o não colapso e a limitação de danos (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c).

- Requisito de não colapso:

Para que se cumpra este requisito é necessário que a estrutura seja concebida de forma a resistir à acção sísmica de cálculo, sem colapso local ou global e assegurando a integridade estrutural e a capacidade resistente residual da estrutura. Esta exigência está associada ao Estado Limite Último.

- Requisito de Limitação de Danos:

Esta exigência pretende que as estruturas consigam resistir à acção sísmica sem que ocorram danos ou limitações de utilização (é um requisito que está associado ao Estado Limite de Utilização).

4.8.2 *Análise Modal*

Considerando o descrito pelo Eurocódigo 8, devem ser tidos em conta todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura. Para que esta premissa seja satisfeita é preciso demonstrar uma das seguintes condições seguintes:

- A soma das massas efectivas para os modos considerados representa, no mínimo 90% da massa total da estrutura;
- Todos os modos de vibração com massas modais superiores a 5% da massa total são considerados na análise.

Caso o modelo da estrutura seja um modelo espacial devem ser verificadas estas condições para todas as direcções consideradas.

Devido à natureza especial da estrutura em estudo neste trabalho, da sua irregularidade tanto em planta como em altura e da enorme heterogeneidade de materiais que compõem a estrutura do edifício verificou-se a existência de um grande número de modos de vibração locais além dos modos de vibração globais, o que torna mais complicada a mobilização de uma grande percentagem de massa.

Desta forma, foram analisados os primeiros 50 modos de vibração para averiguar qual a percentagem de massa mobilizada em cada um dos modos e verificou-se que entre o modo 40 e o modo 45 existia um grande incremento na mobilização de massa segundo a direcção x, como se pode ver pela Tabela 4.12 onde se mostra a percentagem de massa mobilizada para os modos 40, 45 e 50. Pelo grande incremento de massa mobilizada nos últimos 10 modos tomou-se a decisão de analisar os primeiros 100 modos onde, ao modo 100, existe uma mobilização de 64,0% na direcção x e de 86,9% na direcção y.

Tabela 4.12 Factores de participação de massa dos modos de vibração 40, 45 e 50

Factores de participação de massa modal							
Modo	T	U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y	R_z	ΣR_z
-	(s)	-	-	-	-	-	-
40	0,1412	0,0000	0,0000	0,1880	0,7940	0,0000	0,7534
45	0,1343	0,0008	0,0001	0,5785	0,7943	0,0003	0,7556
50	0,1288	0,0000	0,0030	0,5984	0,7973	0,0016	0,7573

No Anexo B, que serve de apoio ao presente capítulo deste trabalho, encontram-se as tabelas com as informações referentes aos modos de vibração considerados. Optou-se por colocar as tabelas em anexo devido ao seu tamanho.

Relativamente ao período fundamental de vibração para a direcção x e y foram considerados os valores do primeiro modo de vibração para a direcção x e do segundo modo para a direcção y, como se mostra na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 Valores do período fundamental para cada uma das direcções principais

Modo	Direcção	T (s)
1	x	0,4912
2	y	0,4776

4.8.3 Efeitos acidentais de torção

Na maioria dos casos existem casos, numa estrutura ocorrem situações que induzem efeitos de torção adicionais à acção sísmica, associados à disposição e rigidez dos elementos resistentes. Tais situações advêm de incertezas na localização das massas no edifício, de variações espaciais do movimento sísmico e das assimetrias relacionadas com variações na resistência dos elementos estruturais. Com vista a ter em conta os efeitos de torção a primeira parte do Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c) considera uma excentricidade acidental (e_{ai}) para o centro de massa de cada piso relativamente à sua posição nominal. Tal excentricidade pode ser calculada através da expressão [4.25]:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad [4.25]$$

Onde,

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

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

No caso de uma análise modal tridimensional, a determinação dos efeitos acidentais de torção é feita considerando a actuação de momentos torsores, M_{ai} (com sinais positivos e negativos), aplicados ao nível de cada piso. Tais momentos obtêm-se recorrendo à expressão [4.26]:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad [4.26]$$

Onde,

F_i Força estática horizontal ao nível do piso i , determinada como é descrito no Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c), para uma análise estática linear.

Através da análise de cada um dos pisos de que a estrutura é composta é possível chegar aos valores da excentricidade accidental de cada piso, como se mostra na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 Tabela com as excentricidades accidentais da massa de cada um dos pisos, na direcção X e Y

Cota do piso	L_x (m)	L_y (m)	e_{ax} (m)	e_{ay} (m)
+0.00	31,55	13,11	1,5775	0,6555
+ 3.15	31,55	13,11	1,5775	0,6555
+ 5.68	34,49	13,11	1,7245	0,6555
+ 8.83	11,32	13,11	0,566	0,6555
+ 11.55	11,32	13,11	0,566	0,6555
+ 14.645 (A)	3,75	3,11	0,1875	0,1555
+ 14.645 (B)	4,38	3,89	0,219	0,1945

Relativamente à determinação dos momentos torsores que devem ser aplicados em cada um dos pisos da estrutura, apresentam-se nas tabelas seguintes os resultados obtidos. Na Tabela 4.15 e na Tabela 4.16 apresentam-se os resultados relativamente à determinação da força de corte sísmica na base da estrutura para a acção sísmica do tipo 1 e do tipo 2.

Tabela 4.15 Determinação da força de corte sísmica na base da estrutura para a AST1

Acção Sísmica Tipo 1		
Direcção	x	y
Modo de vibração fundamental	1	2
T_1 (s)	0,4912	0,4776
λ^{13}	0,85	0,85
$S_d(T_1)$	4,493	4,414
Fb_i (kN)	11134,7	10939,2

Tabela 4.16 Determinação da força de corte sísmica na base da estrutura para a AST2

Acção Sísmica Tipo 2		
Direcção	x	y
Modo de vibração fundamental	1	2
T_1 (s)	0,4912	0,4776
λ^{15}	0,85	0,85
$S_d(T_1)$	5,351	5,257
Fb_i (kN)	13260,44	13027,60

Na Tabela 4.17 e na Tabela 4.18 apresentam-se os momentos torsores accidentais nas duas direcções consideradas para cada uma das acções sísmicas tipo e, por fim, qual o valor final a usar na análise sísmica.

¹³ Foi considerado um valor de 0,85 porque o edifício tem mais de dois pisos e $T_1 < 2.T_C$.

Tabela 4.17 Determinação da força horizontal actuante em cada piso e respectivo momento torsor accidental, para a AST1

Acção Sísmica Tipo 1					
Cota do piso	F _{xi} (kN)	F _{yi} (kN)	M _{t,x} (kN.m)	M _{t,y} (kN.m)	M _{máx} (kN.m)
+ 3,15	893,06	0,354	1408,80	575,12	1408,80
+ 5,68	2452,52	0,972	4229,38	1579,40	4229,38
+ 8,83	2144,26	0,850	1213,65	1380,88	1380,88
+ 11,55	4353,71	1,725	2464,20	2803,75	2803,75
+ 14,645 (A)	513,42	0,204	96,27	78,44	96,27
+ 14,645 (B)	777,75	0,308	170,33	148,62	170,33

Tabela 4.18 Determinação da força horizontal actuante de cada piso e respectivo momento torsor accidental, para a AST2

Acção Sísmica Tipo 2					
Cota do piso	F _{xi} (kN)	F _{yi} (kN)	M _{t,x} (kN.m)	M _{t,y} (kN.m)	M _{máx} (kN.m)
+ 3,15	1063,554	1044,878	1677,76	684,92	1677,76
+ 5,68	2920,731	2869,444	5036,80	1880,92	5036,80
+ 8,83	2553,614	2508,774	1445,35	1644,50	1644,50
+ 11,55	5184,874	5093,830	2934,64	3339,01	3339,01
+ 14,645 (A)	611,439	600,702	114,64	93,41	114,64
+ 14,645 (B)	926,224	909,960	202,84	176,99	202,84

Depois de serem determinados os momentos torsores para cada piso da estrutura, estes foram aplicados no centro de rigidez de cada um dos pisos e incorporados nas combinações de acção.

4.8.3.1 Cálculo do centro de rigidez

Foi determinado o centro de rigidez para cada uma das direcções consideradas em planta (x e y) através das expressões [4.27] e [4.28], apresentadas de seguida:

$$X_{CR} = \frac{\sum I_{x,i} \cdot y_i}{\sum I_{x,i}} \quad [4.27]$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum I_{y,i} \cdot x_i}{\sum I_{y,i}} \quad [4.28]$$

Onde,

I_{x,i} e I_{y,i} Momentos de inércia do piso i, na direcção x e y, respectivamente;

x_i e y_i Distância do centro do pilar à extremidade do piso i, na direcção x e na direcção y, respectivamente.

Na Tabela 4.19 apresentam-se as coordenadas do centro de rigidez para cada um dos pisos da estrutura. Devido à irregularidade de cada um dos pisos o centro de rigidez é diferente de piso para piso, como se pode ver pela tabela.

Tabela 4.19 Centro de rigidez de cada um dos pisos da estrutura

Piso	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)
+ 0,00	15,89	6,57
+ 3,15	15,85	7,21
+ 5,68	16,14	6,57
+ 8,83	30,24	5,87
+ 11,55	27,52	6,63
+ 14,645	29,31	6,75
+ 14,645	31,43	9,02

4.8.4 Efeitos de 2ª ordem

Os deslocamentos provocados na estrutura por um sismo quando conjugados com as acções gravíticas originam esforços de 2ª ordem que podem ser relevantes no que toca ao comportamento da estrutura, visto poderem conduzir ao colapso da estrutura. Em termos de dimensionamento, só devem ser considerados os efeitos de 2ª ordem caso estas sejam superiores a 10% dos efeitos de 1ª ordem.

A primeira parte do Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c) estabelece esta condição de maneira a verificar se existe a necessidade de considerar o acréscimo de esforços associado aos deslocamentos provocados por um sismo. Esta condição é estabelecida através de um coeficiente de sensibilidade (θ) ao deslocamento relativo entre pisos, que é calculado para cada piso, tal como se mostra na expressão [4.29] :

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad [4.29]$$

Onde,

P_{tot}	Carga gravítica total acima do piso considerado;
d_r	Deslocamento relativo entre pisos obtido pela diferença entre os valores médios dos deslocamento d_s dos pisos adjacentes;
V_{tot}	força de corte sísmica total no piso considerado;
h	Altura entre pisos.

Enquanto estruturas com valores de θ superiores a 0,30 não são permitidas pelo Eurocódigo, estruturas com valores de θ entre 0,10 e 0,20 são consideradas flexíveis demais e, por isso, muito sensíveis aos efeitos de 2ª ordem e a irregularidades. Quando o valor θ é inferior a 0,10 os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados.

No Anexo B encontram-se as tabelas de cálculo do coeficiente de sensibilidade para vários pontos da estrutura em estudo. Foram considerados os pontos segundo o alinhamento do pilar P6, P7 e P8 e ainda quatro pontos nas paredes de alvenaria, como se pode ver pela Figura 4.9.

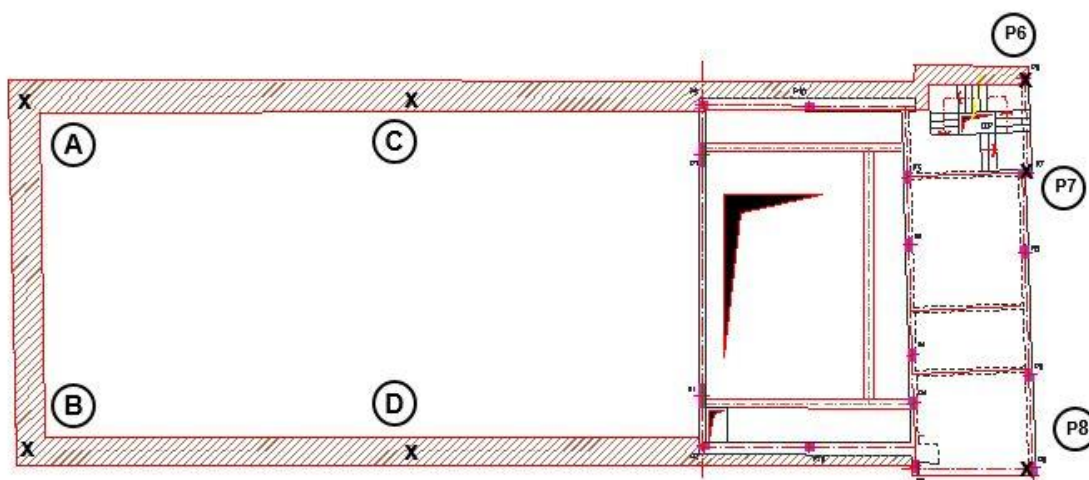


Figura 4.9 Identificação dos pontos analisados para o cálculo do coeficiente de sensibilidade, θ

Visto todos os coeficientes de sensibilidade, tanto na direcção X como na direcção Y, serem menores que 0,10 não foram considerados os efeitos de 2ª ordem na análise estrutural.¹⁴

4.9 Verificação da segurança à acção sísmica

A terceira parte do Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2004) considera que a verificação da segurança à acção sísmica é um processo quantitativo com vista a averiguar se uma estrutura (que poderá estar danificada) tem a capacidade de responder de uma forma satisfatória à combinação sísmica de dimensionamento.

Como o teor deste trabalho é mais teórico do que prático decidiu-se escolher um elemento estrutural de cada tipo (pilar, viga e parede de alvenaria) para exemplificar a verificação da segurança para cada elemento estrutural. Além disso, apesar de ser necessário pelo regulamento (Eurocódigo 8) a verificação para os dois tipos de acção sísmica, optou-se por considerar apenas a acção sísmica do tipo 1 em jeito de exemplo. O processo para a verificação da segurança para a acção sísmica do tipo 2 não difere em nada em relação à acção sísmica do tipo 1.

Relativamente aos pilares e vigas são feitas as verificações à segurança prescritas pelo Eurocódigo 8. No caso das paredes de alvenaria são avaliados os deslocamentos provocados pela combinação sísmica de dimensionamento e por fim, são analisadas as distribuições de tensão nas paredes estruturais da estrutura em análise.

¹⁴ Caso fosse necessário considerar os efeitos de 2ª ordem na análise estrutural, estes poderiam ser considerados de uma forma simplificada multiplicando os esforços sísmicos de 1ª ordem pelo factor $1/(1-\theta)$.

4.9.1 Paredes de alvenaria

4.9.1.1 Deslocamentos

A análise dos deslocamentos assenta na determinação dos deslocamentos horizontais segundo alinhamentos verticais de referência e a verificação da segurança da estrutura neste caso será feita segundo dois regulamentos diferentes:

- A primeira parte do Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c);
- O regulamento americano FEMA 356/357.

Na verdade, a aplicação da primeira parte do Eurocódigo 8 pode ser considerada como questionável visto esta norma ser destinada a construções novas e não a construções existentes. A aplicação do Regulamento FEMA 356/357 é mais adequada porque este “é aplicável a várias tipologias de edifícios, entre as quais a que abrange os edifícios de alvenaria não reforçada com diafragmas flexíveis, a que podem ser assimilados os edifícios antigos de alvenaria e madeira” (Cóias, 2007).

A escolha dos alinhamentos verticais para a verificação dos deslocamentos baseou-se nos pontos onde ocorre maior deformação, ou seja os pontos aproximadamente a meio das fachadas do edifício e as extremidade de cada parede por serem os pontos onde ocorrem os deslocamentos máximos, para fora do plano das paredes. Na Figura 4.10 estão identificados os vários alinhamentos das paredes que foram analisados numa perspectiva simples das paredes do edifício.

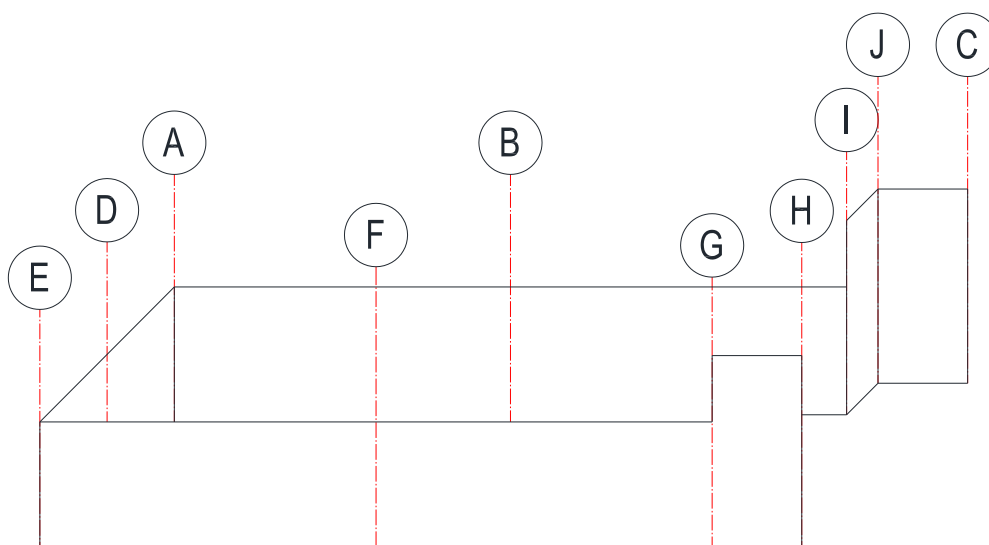


Figura 4.10 Alinhamentos das paredes analisados do edifício em análise

De forma a tornar mais fácil a percepção dos vários alinhamentos, estes foram identificados numa planta do edifício que se encontra na Figura 4.11.

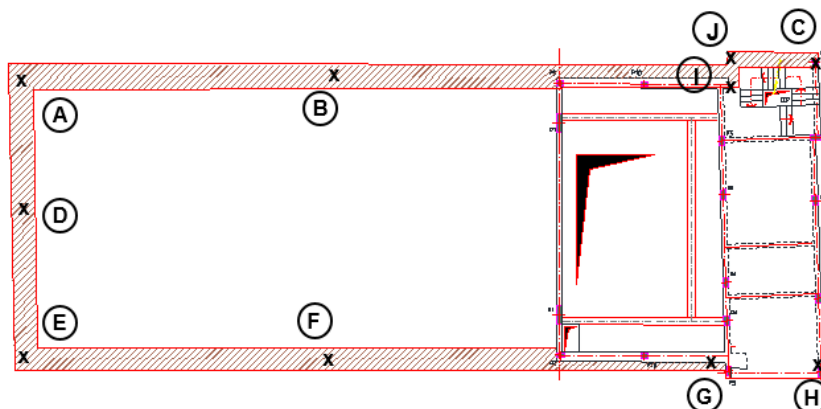


Figura 4.11 Pontos analisados para a verificação da segurança à acção sísmica das paredes de alvenaria

A avaliação da deformada das paredes no plano horizontal, à cota dos pavimentos, torna-se importante, aquando o cálculo dos deslocamentos, porque o pavimento nesta zona da estrutura não é rígido e, por isso, para uma determinada parede podem existir deslocamentos horizontais diferentes à mesma cota. Por esta razão, decidiu-se analisar também os deslocamentos horizontais nas extremidades de cada parede (na direcção perpendicular ao plano da parede). Estes pontos estão também identificados na Figura 4.10.

De maneira a verificar se são satisfeitos os requisitos estabelecidos no Eurocódigo 8 foram comparados os deslocamentos observados com os limites aceitáveis prescritos no regulamento, segundo o critério de “limitação de danos” para uma acção sísmica de maior probabilidade de ocorrência (que corresponde ao Estado Limite de Serviço) (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c). De acordo com o que está estabelecido devem satisfazer-se os seguintes requisitos:

- 1) Para os edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura (expressão [4.30]):

$$d_r.v \leq 0,005.h \quad [4.30]$$

- 2) Para os edifícios com elementos não estruturais dúcteis (expressão [4.31]):

$$d_r.v \leq 0,0075.h \quad [4.31]$$

- 3) Para os edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais (expressão [4.32]):

$$d_r.v \leq 0,010.h \quad [4.32]$$

Onde,

- d_r Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos (m);
- h Altura entre pisos (m);
- v Coeficiente de redução que tem em conta o menor período de retorno da acção sísmica associada ao requisito de limitação de danos.

O valor recomendado para o coeficiente ν para um sismo interplacas (acção sísmica tipo 1) é 0,40.

É de fazer notar que os deslocamentos que resultam do programa *SAP2000* (CSI America, 2014) devem ser afectados pelo coeficiente de comportamento, uma vez que o coeficiente de comportamento dos deslocamentos é unitário e a acção sísmica foi definida pelo espectro de dimensionamento que já inclui o efeito do coeficiente de comportamento (cláusula 4.3.4(1)) (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c).

Através dos resultados obtidos pode-se concluir que as paredes apresentam uma maior deformação para fora do seu plano onde os valores de deslocamento mais altos se registam segundo a direcção yy . Tais resultados vão ao encontro do esperado visto a direcção yy ser a direcção mais flexível do edifício.

Na Tabela 4.20 e na Tabela 4.21 apresentam-se os deslocamentos dos vários pontos analisados segundo as duas direcções principais consideradas.

Tabela 4.20 Deslocamentos nas duas direcções principais consideradas para os alinhamentos de A a F

Alinhamento	Cota do piso	d_x (m)	d_y (m)
A	0	0	0
	2,43	0,0000414	0,000858
	5,68	0,000306	0,00093
B	0	0	0
	2,43	0,00017388	0,002354
	5,68	0,000486	0,002669
C	0	0	0
	5,68	0,000787	0,005548
	8,63	0,002691	0,01093
D	0	0	0
	5,68	0,0007866	0,005078
E	0	0	0
	2,43	0,00006624	0,000425
	5,68	0,000221	0,001148
F	0	0	0
	2,43	0,000328	0,001755
	5,68	0,000698	0,002343

Tabela 4.21 Deslocamentos nas duas direcções principais consideradas para os alinhamentos de G a J

Alinhamento	Cota do piso	d_x (m)	d_y (m)
G	0	0	0
	2,43	2,55769E-05	0,000916
	5,68	0,00086112	0,005023
	8,63	0,003334	0,008619
H	0	0	0
	5,68	0,000861	0,005517
	8,63	0,003334	0,010797
I	0	0	0
	2,43	0,0000248	0,000265
	5,68	0,00066792	0,005078
	8,63	0,002255	0,00886
J	0	0	0
	5,68	0,0007866	0,005078
	8,63	0,002691	0,00886

Na Tabela 4.22 e na Tabela 4.23 estão os deslocamentos relativos entre os pisos segundo a direcção xx nos vários alinhamentos considerados para a verificação da segurança segundo o Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c) e a consequente verificação de segurança em relação aos requisitos definidos.

Tabela 4.22 Verificação da segurança em relação aos deslocamentos relativos (xx) entre pisos das paredes de alvenaria segundo o Eurocódigo 8 (Alinhamentos A a F)

Alinhamento	Cota do piso	d_x (m)	$d_{r,x}$ (m)	h (m)	Verificação Eurocódigo 8 ($< 0,005h$)
A	0	0	-	-	-
	2,43	0,0000414	0,0000414	2,43	Verifica
	5,68	0,000306	0,0002646	3,25	Verifica
B	0	0	-	-	-
	2,43	0,00017388	0,00017388	2,43	Verifica
	5,68	0,000486	0,00031212	3,25	Verifica
C	0	0	-	-	-
	5,68	0,000787	0,000787	5,68	Verifica
	8,63	0,002691	0,001904	2,95	Verifica
D	0	0	-	-	-
	5,68	0,0007866	0,0007866	5,68	Verifica
E	0	0	-	-	-
	2,43	0,00006624	0,00006624	2,43	Verifica
	5,68	0,000221	0,00015476	3,25	Verifica
F	0	0	-	-	-
	2,43	0,000328	0,000328	2,43	Verifica
	5,68	0,000698	0,00037	3,25	Verifica

Tabela 4.23 Verificação da segurança em relação aos deslocamentos relativos (xx) entre pisos das paredes de alvenaria segundo o Eurocódigo 8 (Alinhamentos de G a J)

Alinhamento	Cota do piso	d_x (m)	$d_{r,x}$ (m)	h (m)	Verificação Eurocódigo 8 (< 0,005h)
G	0	0	-	-	-
	2,43	2,55769E-05	2,55769E-05	2,43	Verifica
	5,68	0,00086112	0,000835543	3,25	Verifica
	8,63	0,003334	0,00247288	2,95	Verifica
H	0	0	-	-	-
	5,68	0,000861	0,000861	5,68	Verifica
	8,63	0,003334	0,002473	2,95	Verifica
I	0	0	-	-	-
	2,43	0,0000248	0,0000248	2,43	Verifica
	5,68	0,00066792	0,00064312	3,25	Verifica
	8,63	0,002255	0,00158708	2,95	Verifica
J	0	0	-	-	-
	5,68	0,0007866	0,0007866	5,68	Verifica
	8,63	0,002691	0,0019044	2,95	Verifica

Da mesma forma que foi apresentado para os deslocamentos em xx apresenta-se agora a verificação da segurança em relação aos deslocamentos relativos em yy (Tabela 4.24 e Tabela 4.25).

Tabela 4.24 Verificação da segurança em relação aos deslocamentos relativos (yy) entre pisos das paredes de alvenaria segundo o Eurocódigo 8 (Alinhamento A a F)

Alinhamento	Cota do piso	d_y (m)	$d_{r,y}$ (m)	h (m)	Verificação Eurocódigo 8 (< 0,005h)
A	0	0	-	-	-
	2,43	0,000858	0,000858	2,43	Verifica
	5,68	0,00093	0,000072	3,25	Verifica
B	0	0	-	-	-
	2,43	0,002354	0,002354	2,43	Verifica
	5,68	0,002669	0,000315	3,25	Verifica
C	0	0	-	-	-
	5,68	0,005548	0,005548	5,68	Verifica
	8,63	0,01093	0,005382	2,95	Verifica
D	0	0	-	-	-
	5,68	0,005078	0,005078	5,68	Verifica
E	0	0	-	-	-
	2,43	0,000425	0,000425	2,43	Verifica
	5,68	0,001148	0,000723	3,25	Verifica
F	0	0	-	-	-
	2,43	0,001755	0,001755	2,43	Verifica
	5,68	0,002343	0,000588	3,25	Verifica

Tabela 4.25 Verificação da segurança em relação aos deslocamentos relativos (γ) entre pisos das paredes de alvenaria segundo o Eurocódigo 8 (Alinhamento G a J)

Alinhamento	Cota do piso	d_y (m)	$d_{r,y}$ (m)	h (m)	Verificação Eurocódigo 8 (< 0,005h)
G	0	0	-	-	-
	2,43	0,000916	0,000916	2,43	Verifica
	5,68	0,005023	0,004107	3,25	Verifica
	8,63	0,008619	0,003596	2,95	Verifica
H	0	0	-	-	-
	5,68	0,005517	0,005517	5,68	Verifica
	8,63	0,010797	0,00528	2,95	Verifica
I	0	0	-	-	-
	2,43	0,000265	0,000265	2,43	Verifica
	5,68	0,005078	0,004813	3,25	Verifica
	8,63	0,00886	0,003782	2,95	Verifica
J	0	0	-	-	-
	5,68	0,005078	0,005078	5,68	Verifica
	8,63	0,00886	0,003782	2,95	Verifica

Observando os resultados apresentados nas duas tabelas anteriores podemos ver que em todos os pontos analisados, os deslocamentos relativos são inferiores ao limite aconselhado pelo Eurocódigo 8 e por isso, consideram-se cumpridos os requisitos estipulados por este regulamento.

De seguida apresenta-se o procedimento prescrito no regulamento americano FEMA 356/357 (FEMA, 2000), o que permite uma comparação com o Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c).

No regulamento americano são definidos três níveis de comportamento sísmico diferentes: “Ocupação imediata”, “Salvaguarda de vidas” e “Prevenção de colapso”. O primeiro nível refere-se a um estado onde se admite fendilhação reduzida nos vários elementos estruturais e não estruturais que permita a ocupação imediata do edifício, após um sismo de projecto (considera-se que os danos podem ser reparados sem que o edifício seja evacuado). No nível intermédio são admitidos danos nos componentes estruturais e não estruturais, desde que não se dê o colapso total ou parcial da estrutura e que não exista a perda de vidas. No terceiro nível (“Prevenção de colapso”) existem danos muito extensos que incluem o esmagamento e colapso de algumas paredes.

Para cada um destes níveis são estipulados limites para o ângulo de distorção entre pisos (γ) que é determinado entre o quociente entre o deslocamento entre dois pisos sucessivos (*interstory drift*) e a altura do piso. Os limites definidos para cada um dos níveis encontram-se na Tabela 4.26.

Tabela 4.26 Limites estabelecidos para o ângulo de distorção entre pisos segundo a norma FEMA356/357 (FEMA, 2000)

Nível de comportamento sísmico	Ângulo de distorção entre pisos (%)
Ocupação imediata	0,1
Salvaguarda de vidas	0,5
Prevenção de colapso	0,6

Na Tabela 4.27 e na Tabela 4.28 apresentam-se os ângulos de distorção dos vários alinhamentos considerados nas paredes e a consequente verificação em relação aos limites estipulados pelo regulamento americano.

Tabela 4.27 Ângulos de distorção ao nível dos vários pisos segundo a direcção xx e comparação com os limites estabelecidos no regulamento FEMA 356/357 (FEMA, 2000)

Alinhamento	Cota do piso	θ (%)	Verificação FEMA 356/357		
			Ocupação imediata	Salvaguarda de vidas	Prevenção de colapso
A	0	-	-	-	-
	2,43	0,001703704	Verifica	Verifica	Verifica
	5,68	0,008141538	Verifica	Verifica	Verifica
B	0	-	-	-	-
	2,43	0,007155556	Verifica	Verifica	Verifica
	5,68	0,009603692	Verifica	Verifica	Verifica
C	0	-	-	-	-
	5,68	0,013855634	Verifica	Verifica	Verifica
	8,63	0,064542373	Verifica	Verifica	Verifica
D	0	-	-	-	-
	5,68	0,013848592	Verifica	Verifica	Verifica
E	0	-	-	-	-
	2,43	0,002725926	Verifica	Verifica	Verifica
	5,68	0,004761846	Verifica	Verifica	Verifica
F	0	-	-	-	-
	2,43	0,013497942	Verifica	Verifica	Verifica
	5,68	0,011384615	Verifica	Verifica	Verifica
G	0	-	-	-	-
	2,43	0,001052547	Verifica	Verifica	Verifica
	5,68	0,025709018	Verifica	Verifica	Verifica
	8,63	0,083826441	Verifica	Verifica	Verifica
H	0	-	-	-	-
	5,68	0,015158451	Verifica	Verifica	Verifica
	8,63	0,083830508	Verifica	Verifica	Verifica
I	0	-	-	-	-
	2,43	0,001020576	Verifica	Verifica	Verifica
	5,68	0,019788308	Verifica	Verifica	Verifica
	8,63	0,053799322	Verifica	Verifica	Verifica
J	0	-	-	-	-
	5,68	0,013848592	Verifica	Verifica	Verifica
	8,63	0,064555932	Verifica	Verifica	Verifica

Tabela 4.28 Ângulos de distorção ao nível dos vários pisos segundo a direcção *yy* e comparação com os limites estabelecidos no regulamento FEMA 356/357 (FEMA, 2000)

Alinhamento	Cota do piso	θ (%)	Verificação FEMA 356/357		
			Ocupação imediata	Salvaguarda de vidas	Prevenção de colapso
A	0	-	-	-	-
	2,43	0,035309	Verifica	Verifica	Verifica
	5,68	0,002215	Verifica	Verifica	Verifica
B	0	-	-	-	-
	2,43	0,096872	Verifica	Verifica	Verifica
	5,68	0,009692	Verifica	Verifica	Verifica
C	0	-	-	-	-
	5,68	0,097676	Verifica	Verifica	Verifica
	8,63	0,182441	Não verifica	Verifica	Verifica
D	0	-	-	-	-
	5,68	0,089401	Verifica	Verifica	Verifica
E	0	-	-	-	-
	2,43	0,01749	Verifica	Verifica	Verifica
	5,68	0,022246	Verifica	Verifica	Verifica
F	0	-	-	-	-
	2,43	0,072222	Verifica	Verifica	Verifica
	5,68	0,018092	Verifica	Verifica	Verifica
G	0	-	-	-	-
	2,43	0,037695	Verifica	Verifica	Verifica
	5,68	0,126369	Não verifica	Verifica	Verifica
	8,63	0,121898	Não verifica	Verifica	Verifica
H	0	-	-	-	-
	5,68	0,09713	Verifica	Verifica	Verifica
	8,63	0,178983	Não verifica	Verifica	Verifica
I	0	-	-	-	-
	2,43	0,010905	Verifica	Verifica	Verifica
	5,68	0,148092	Não verifica	Verifica	Verifica
	8,63	0,128203	Não verifica	Verifica	Verifica
J	0	-	-	-	-
	5,68	0,089401	Verifica	Verifica	Verifica
	8,63	0,128203	Não verifica	Verifica	Verifica

Comparando resultados da análise dos deslocamentos segundo os dois métodos (Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c) e FEMA 356/357 (FEMA, 2000)) podemos ver que a limitação de deslocamentos segundo o Eurocódigo 8 é muito menos condicionante que o limitação imposta pelo regulamento americano - todos os deslocamentos são inferiores ao limite imposto pelo Eurocódigo 8 o que não se verifica para os limites impostos para o nível de Ocupação Imediata (Estado Limite de Serviço) do regulamento americano.

4.9.1.2 Tensões

Neste ponto do trabalho o objectivo será analisar a tensão nas várias paredes de alvenaria que advêm de combinações de acção onde a acção sísmica é a acção variável base. Os limites de segurança admissíveis considerados para as tensões de compressão (f_c), de tracção (f_t) e de corte (τ) foram definidos com base na Regulamentação Italiana (NTC, 2008), tendo em conta os valores do módulo de elasticidade definidos para a alvenaria de pedra irregular no início deste capítulo. De forma a seguir o mesmo raciocínio adoptado anteriormente, foram admitidos os valores médios dos intervalos definidos pela Regulamentação Italiana.

Tabela 4.29 Limites de segurança admissíveis para as tensões de compressão, de tracção e de corte

Alvenaria	f_c [MPa]	f_t [MPa]	τ [MPa]
Pedra irregular	1,40	0,039	0,026

A avaliação da distribuição de tensões é feita para as tensões verticais (que poderão ser de compressão ou de tracção) e de corte. Os valores retirados do programa SAP2000 (CSI America, 2014) correspondem a tensões de tracção ou de compressão conforme sejam positivos ou negativos e a verificação global da segurança é feita em termos médios para o plano da parede em estudo, determinando-se as áreas mais condicionantes. Ao contrário do que é feito para os deslocamentos, os valores dos esforços e das tensões a considerar são os valores que são retirados directamente da análise.

Ao consultar os valores da Tabela 4.29, que são uma referência para a análise da estrutura, pode-se concluir que as alvenarias funcionam fundamentalmente à compressão e que têm apenas resistências residuais no que diz respeito à tracção e ao corte.

O edifício em análise é composto por 3 paredes de alvenaria em que duas delas têm um grande desenvolvimento na direcção xx sem qualquer tipo de abertura (onde a cobertura do edifício está apoiada). A terceira parede é fachada principal do edifício que será a parede analisada neste trabalho. Na Figura 4.12 mostra-se o alçado da parede em questão.

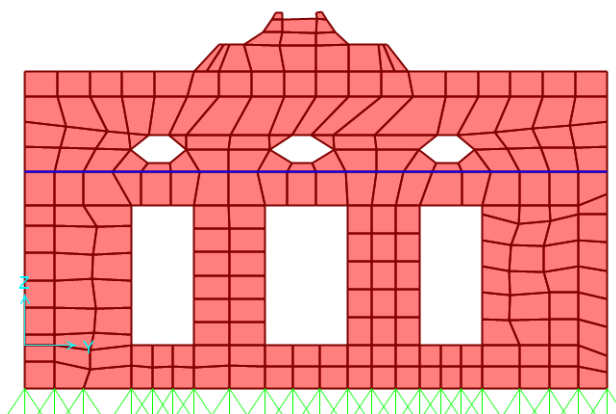


Figura 4.12 Fachada principal do edifício em análise

Na Figura 4.13 apresenta-se a distribuição de tensões verticais na parede da fachada para a combinação quase permanente das acções verticais. As tensões de corte serão apenas apresentadas para a combinação sísmica porque as tensões de corte devido à combinação de acções verticais quase permanente não ser condicionante para o caso em análise.

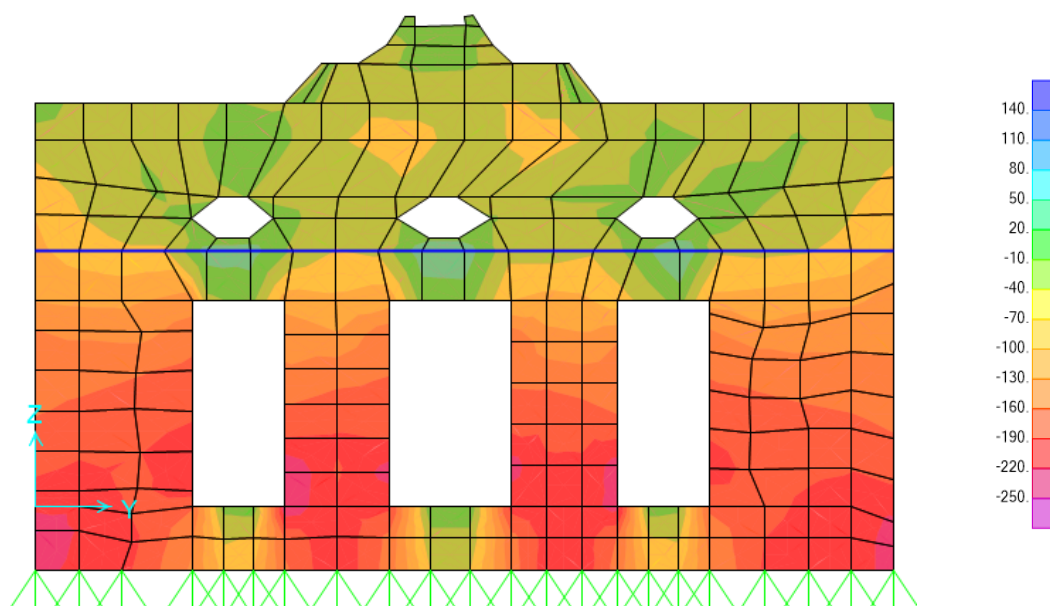


Figura 4.13 Diagrama de tensões verticais da parede de alvenaria da fachada principal devido às acções verticais quase-permanentes (kPa)

Analisando o diagrama de tensões, pode-se ver que as tensões de compressão aumentam de cima para baixo e as zonas juntas às aberturas são similares a vigas existindo compressão em cima e tracção em baixo, como seria de esperar. Na zona entre portas verifica-se um aumento significativo da compressão que se deve à diminuição da secção da parede nessa zona.

O valor das tensões de tracção que se observam nas zonas das portas estão na ordem de grandeza do valor da resistência à tracção. Esta zona da estrutura deverá ser inspeccionada para assegurar se na realidade existe fendilhação a uma escala que deva ser considerada.

Ao analisar a distribuição de tensões para as acções quase permanentes verifica-se que existem zonas pontuais onde os resultados excedem os valores adoptados para a resistência mas, na generalidade, os valores das tensões estão abaixo do valor definido para a resistência à compressão. Contudo, a combinação sísmica será o conjunto de acções condicionante e, por isso será analisado de seguida.

Na Figura 4.14 e na Figura 4.15, mostram-se os diagramas de tensões verticais na fachada principal do edifício devido à combinação sísmica. Neste caso devem ser analisadas duas situações – uma primeira situação onde é analisada a compressão máxima (em que as cargas verticais quase permanentes são adicionadas às cargas do sismo) e uma segunda situação onde é analisada a tracção máxima (em que as cargas verticais são subtraídas às cargas do sismo).

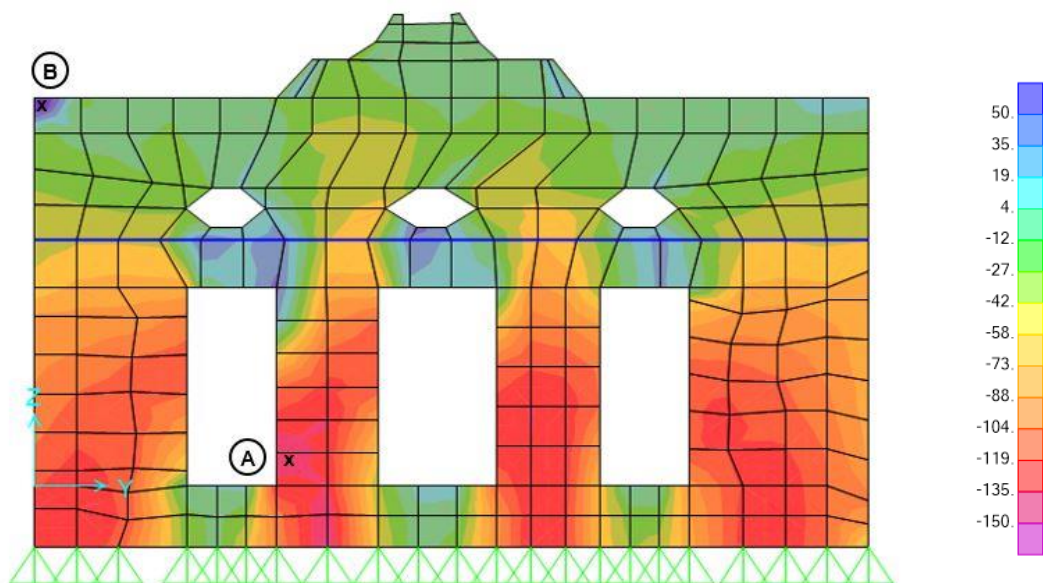


Figura 4.14 Diagrama de tensões verticais da parede de alvenaria da fachada principal devido à combinação sísmica (compressão máxima – kPa)

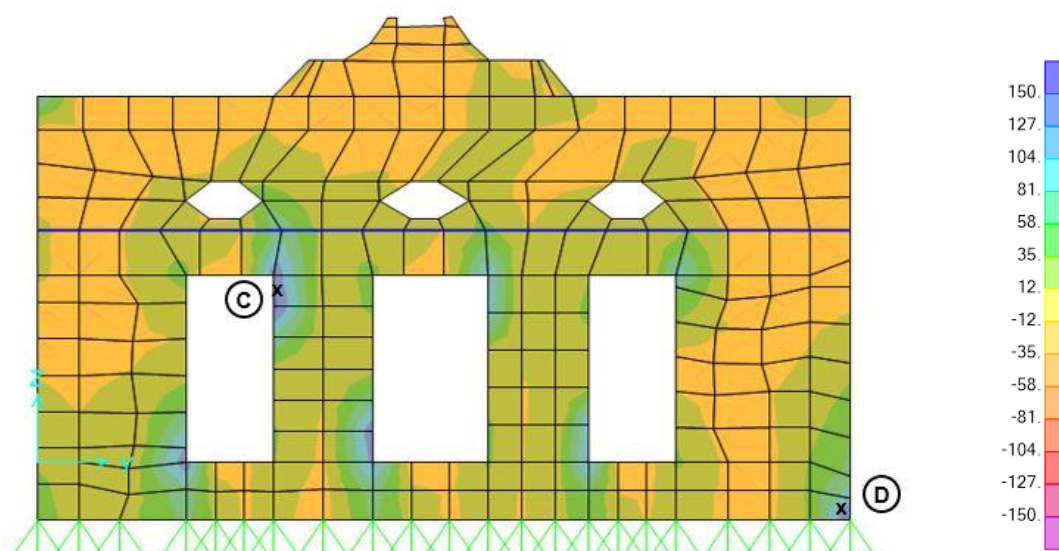


Figura 4.15 Diagrama de tensões verticais da parede de alvenaria da fachada principal devido à combinação sísmica (tração máxima – kPa)

O estudo da parede segundo a direcção yy é importante porque esta absorve forças de inércia significativas e, por isso fica sujeita a tensões muito elevadas que são agravadas pela existência das aberturas (portas de entrada).

Os valores das tensões de compressão estão muito afastados dos valores da capacidade resistente da alvenaria de pedra atingindo em certas zonas (zona A indicada na Figura 4.14) valores na ordem dos 150 kPa (o que representa cerca de 11% da resistência da alvenaria de pedra irregular).

Relativamente às tracções que se verificam na parede, os valores são muito superiores aos limites máximos da capacidade resistente das alvenarias de pedra irregular.

No caso das tracções máximas verifica-se que as zonas B a D indicadas nas duas figuras anteriores (Figura 4.14 e Figura 4.15) ultrapassam os valores da resistência das alvenarias sendo o caso mais

gravoso a zona B no canto da parede onde existem uma maior concentração de esforços por ser uma zona que é muito solicitada nas duas direcções principais (xx e yy) e onde se sente mais os efeitos de torção.

Em relação às tensões de corte, pode ser consultado o diagrama de tensões na Figura 4.16 onde se conclui que as solicitações maiores ocorrem na zona junto às aberturas, excedendo o valor da resistência ao corte das alvenarias de pedra irregular.

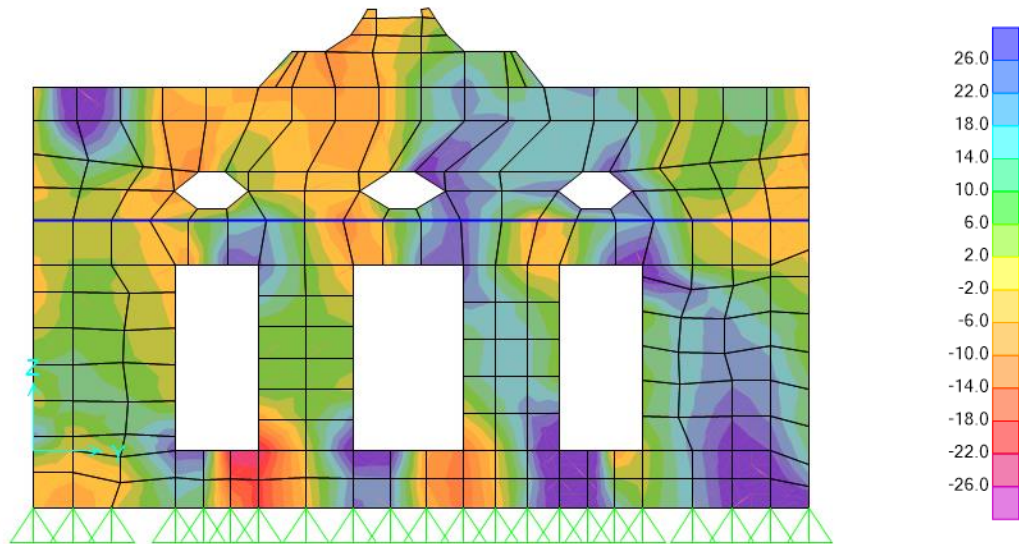


Figura 4.16 Diagrama de tensões de corte da parede de alvenaria da fachada principal devido à combinação sísmica (kPa)

Considerando toda a análise efectuada, há que referir que as verificações da resistência das paredes foram baseadas em valores médios da resistência para paredes de alvenaria irregular. Para resultados mais rigorosos poderia ser feito um ensaio às paredes a analisar com vista a determinar com mais rigor a resistência à compressão, tracção e corte das alvenarias em estudo.

4.9.2 Estrutura de betão armado

4.9.2.1 Verificação da segurança

Neste ponto do trabalho é averiguada a segurança das peças de betão armado que constituem a estrutura em análise.

4.9.2.1.1 Critérios de segurança

Neste ponto do trabalho é feita a verificação da segurança aos estados limite de peças estruturais chave da estrutura em análise, segundo o que está estipulado na terceira parte do Eurocódigo 8. Na Tabela 4.30 estão definidas as verificações a realizar para os elementos dúcteis e para os elementos frágeis.

Tabela 4.30 Critérios de verificação aos estados limite segundo o Eurocódigo 8, parte 3 (Comité Europeu Para a Normalização, 2004)

Elementos		ELLD	ELDS	ELCE
Dúcteis	Primários	$\theta_E \leq \theta_y$	$\theta_E \leq 0,75.\theta_{um}$	$\theta_E \leq \theta_{um}$
Frágeis	Primários	Verificar apenas se os Estados Limite de Limitação de Danos e de Danos Significativos forem os únicos a serem verificados		$V_{E,CD} \leq V_{Rd, EC8-3}$

Onde,

- θ_E Valor das exigências em deformação (retirado da análise feita no programa *SAP2000*);
- θ_y Valor das deformações de cedência;
- θ_{um} Valor das capacidades em deformações últimas;
- $V_{E,CD}$ Esforço transversal resistente obtido pela análise de acordo com o método *Capacity Design*;
- $V_{RD, EC8-3}$ Esforço transversal resistente de um elemento sujeito a cargas cíclicas.

Na primeira parte do Eurocódigo 8 está apenas definido um Estado Limite Último com um período de retorno de 475 e com uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos. Na terceira parte do Eurocódigo, estão definidos 3 Estados Limite, como já foi referido neste trabalho, em que os períodos de retorno e as probabilidades de excedência são diferente do definido na primeira parte do Eurocódigo. Por esta razão, é necessário calcular um coeficiente de importância (γ_I) que afecte a acção sísmica de referência de maneira a obter a acção sísmica com uma probabilidade P_L em T_L anos, diferente da probabilidade de excedência P_{LR} , durante os mesmo T_L anos. Segundo a primeira parte do Eurocódigo 8, este coeficiente de importância é obtido através da expressão [4.33]:

$$\gamma_I \sim \left(\frac{P_L}{P_{LR}} \right)^{-1/k} \quad [4.33]$$

Onde,

- P_L Probabilidade de excedência da acção sísmica;
- P_{LR} Probabilidade de excedência de referência da acção sísmica;
- k Constante cujo valor depende da sismicidade sendo, geralmente considerada igual a 3.

Desta forma apresentam-se na Tabela 4.31 os valores os coeficientes para o ELLD, o ELDS e o ELCE. É de referir que para o ELDS, como o período de retorno e a probabilidade de excedência são iguais aos definidos pela primeira parte do Eurocódigo 8 o coeficiente de importância é a unidade.

Tabela 4.31 Coeficientes de importância para os Estados Limite

Estado Limite	Período de retorno (anos)	P _L	P _{LR}	k	γ _I
ELLD	225	0,2	0,1	3	0,794
ELDS	475	0,1	0,1		1,0
ELCE	2475	0,02	0,1		1,71

Os elementos estruturais podem ser classificados como dúcteis ou frágeis consoante o esforço a que estejam sujeitos – elementos dúcteis estão sujeitos a flexão simples e composta e elementos frágeis estão sujeitos ao corte.

Seguindo o disposto na terceira parte do Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2004), para além de se efectuarem as verificações aos Estados Limite Últimos e de Utilização prescritos pela primeira parte do Eurocódigo 8 para o método de análise linear deve ser feita o cálculo da relação apresentada na expressão [4.34] :

$$\rho_i = \frac{D_i}{C_i} \quad [4.34]$$

Onde,

C_i representa a capacidade do elemento;

D_i representa as exigências impostas pela acção sísmica.

Caso a relação anterior apresente um valor superior a 1, deve verificar-se:

$$2 < \rho_{\max} / \rho_{\min} < 3 \quad [4.35]$$

Em que ρ_{max} e ρ_{min} representam os valores máximos e mínimos entre a exigência e a capacidade dos elementos estruturais primários (cláusula 4.4.2(1) do Eurocódigo 8, Parte 3). No caso desta última condição não se verificar deve ser perseguido outro método de análise.

4.9.2.1.2 Elementos de betão armado sujeitos a flexão simples ou composta

4.9.2.1.2.1 Estado Limite de Limitação de Danos

Segundo a terceira parte do Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2004), para o Estado Limite de Limitação de Danos a verificação da segurança pode ser feita em termos de deformações onde, a capacidade correspondente de um elemento é dada pela rotação da corda em cedência, θ_y, que se obtém através das expressões [4.36] ou [4.37] consoante o elemento em estudo.

Para vigas e colunas:

$$\theta_y = \phi_y \times \frac{L_v + \alpha_v \times z}{3} + 0,0013 \times \left(1 + 1,15 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \times \frac{d_b \times f_y}{\sqrt{f_c}} \quad [4.36]$$

Para paredes:

$$\theta_y = \phi_y \times \frac{L_v + \alpha_v \times z}{3} + 0,002 \times \left(1 + 0,125 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \times \frac{d_b \times f_y}{\sqrt{f_c}} \quad [4.37]$$

Onde,

- θ_y Curvatura de cedência na extremidade do elemento em estudo;
- L_v Razão entre momento/esforço transverso na secção de extremidade do elemento;
- α_v Variação de tensão no diagrama de momentos flectores ($\alpha_v=1$ se as fendas por corte são esperadas a seguir à cedência por flexão, ou seja $M_y > L_v \cdot V_{Rd,c}$ (EC2), caso contrário $\alpha_v=0$);
- z Braço interno do elemento (aproximadamente $0,9d$);
- h Altura da secção transversal do elemento;
- f_y e f_c Tensão de cedência no aço e no betão, em MPa;
- d_b Valor médio do diâmetro da armadura de tracção;
- ϕ_y Curvatura de cedência no final da secção, calculada através da expressão [4.38]

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_{sy}}{0,45 \cdot d} \approx \frac{\varepsilon_{sy}}{0,40 \cdot h} \quad [4.38]$$

4.9.2.1.2.2 Estado Limite de Colapso Eminente

Para o Estado Limite de Colapso Eminente, o valor da capacidade de rotação total da corda em estado último (θ_{um}) em elementos de betão que estão sujeitos a cargas cíclicas pode ser calculado de duas formas (expressões [4.39] e [4.40]):

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} + 0,016 \times (0,3^v) \cdot \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \times f_c \right]^{0,225} \times \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} \times 25^{\left(\alpha_{\rho_{sx}} \times \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \times 1,25^{100\rho_d} \quad [4.39]$$

Ou então,

$$\theta_{um} = \theta_y + \theta_{um}^{pl} \quad [4.40]$$

Onde θ_{pl} é a parte plástica e é obtida pela expressão [4.41]

$$\theta_{um}^{pl} = \frac{1}{\gamma_{el}} + 0,0145 \times (0,25^v) \cdot \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} \times f_c^{0,2} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} \times 25^{\left(\alpha_{\rho_{sx}} \times \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \times 1,275^{100\rho_d} \quad [4.41]$$

Onde,

- γ_{el} Coeficiente de redução elástico (para elementos sísmicos primários toma o valor de 1,5 e para elementos sísmicos secundários toma o valor de 1,0);
- v Esforço normal reduzido ($v = N / (b \cdot h \cdot f_c)$, onde N é o esforço de compressão positivo e b a largura da zona comprimida);
- ω e ω' Percentagem mecânica de armadura de tracção e compressão, respectivamente dada pela expressão: $\omega = \frac{A_s \cdot f_y}{A_c \cdot f_c}$;

- f_c e f_{yw} Resistência à compressão do betão e resistência de cedência dos estribos em MPa, respectivamente;
- ρ_d Percentagem de armadura de reforço diagonal, em cada direcção diagonal, caso exista;
- α Factor de eficácia de confinamento que pode ser obtido através da expressão [4.42]

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0b_0}\right) \quad [4.42]$$

Onde b_0 e h_0 são as dimensões do betão confinado, b_i o espaçamento das armaduras longitudinais na zona central e s_h o espaçamento entre armadura de esforço transversal (estribos).

Para o cálculo da deformação última (θ_{um}) também pode ser utilizada a expressão [4.43] alternativa:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \times \left(\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) \times L_{pl} \times \left(1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v}\right) \right) \quad [4.43]$$

Onde,

- φ_u Curvatura última na secção de extremidade;
- φ_y Curvatura em cedência na secção de extremidade;
- L_{pl} Comprimento da articulação plástica, que pode ser obtido através da expressão [4.44]:

$$L_{pl} = 0,1L_v + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bl}f_y}{\sqrt{f_c}} \quad [4.44]$$

Em que d_{bl} é o diâmetro da armadura de tracção e f_y e f_c vêm em MPa.

4.9.2.1.2.3 Estado Limite de Danos Severos

Para o Estado Limite de Danos Severos, pode assumir-se $\frac{3}{4}$ do valor de θ_{um} para o valor da capacidade de rotação da corda, θ_{sd} .

4.9.2.1.3 Elementos de betão armado sujeitos ao corte

4.9.2.1.3.1 Estado Limite de Colapso Eminente

O esforço transversal resistente para acções cíclicas após a cedência por flexão é calculado consoante a expressão [4.45], apresentada de seguida:

$$V_{r,EC8-3} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \times \min(N; 0,55A_c \cdot f_c) + (1 - 0,05 \times \min(5; \mu_s^{pl})) \times \left[0,16 \times \max(0,5; 100\rho_{sw}) \times \left(1 - 0,16 \times \min(5; \frac{L_v}{h})\right) \times \sqrt{f_c} \times A_c + V_w \right] \right] \quad [4.45]$$

Onde,

- γ_{el} Coeficiente que toma o valor de 1,15 para elementos sísmicos primários e 1,0 para elementos sísmicos secundários;
- x altura da zona comprimida da peça;
- N Força de compressão axial positiva (em caso de tracção toma o valor de 0);
- A_c Área da secção transversal;

μ_{Δ}^{pl} Exigência de ductilidade em deslocamento, que se obtém utilizando a expressão [4.46];

$$\mu_{\Delta}^{pl} = \frac{(\theta_{um} - \theta_y)}{\theta_y} \quad [4.46]$$

ρ_{tot} Percentagem de armadura longitudinal total;

V_w Contribuição da armadura de esforço transversal para o esforço resistente ao corte, podendo ser determinado com recurso às seguintes expressões:

Caso 1) Secções transversais com espessura rectangular b_w (expressão [4.47]):

$$V_w = \rho_w \times b_w \times z \times f_{yw} \quad [4.47]$$

Onde ρ_w é a taxa de armadura transversal.

Caso 2) Para secções transversais circulares (expressão [4.48]):

$$V_w = \frac{\pi}{2} \times \frac{A_{sw}}{s} \times f_{yw} \times (D - 2c) \quad [4.48]$$

Onde D é o diâmetro da secção, A_{sw} será a armadura transversal de um estribo circular, s o espaçamento entre estribos e c o recobrimento do betão.

O esforço transversal actuante numa parede de betão armado ($V_{r,EC8-3}$) não pode exceder o valor que corresponde ao esmagamento da alma devido à compressão diagonal ($V_{r,máx,EC8-3}$) que, caso o elemento esteja sujeito a um carregamento cíclico, se determinada através da expressão [4.49]:

$$V_{r,máx,EC8-3} = \frac{0,85(1-0,06 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \times \left(1 + 1,8 \cdot \min\left(0,15; \frac{N}{A_c \cdot f_c}\right)\right) \times (1 + 0,25 \max(1,75; 100 \rho_{tot})) \times \left(1 - 0,2 \min\left(2; \frac{L_v}{h}\right)\right) \times \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot z \quad [4.49]$$

No caso de um pilar de betão armado onde o ratio de corte é igual ou inferior a 2 ($L_v/h \leq 2$) na secção de extremidade, a resistência ao corte ($V_{r,EC8-3}$) não poderá ter um valor superior a $V_{r,máx,EC8-3}$ que, neste caso, se determina usando a expressão [4.50]:

$$V_{r,máx,EC8-3} = \frac{4/7(1-0,06 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \times \left(1 + 1,35 \times \frac{N}{A_c \cdot f_c}\right) \times (1 + 0,45(100 \cdot \rho_{tot})) \times \sqrt{\min(40; f_c)} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin(2\delta) \quad [4.50]$$

Onde δ representa o ângulo entre a diagonal e o eixo da coluna em análise ($\tan \delta = h/2L_v$).

No que toca a pilares ou a elementos que estejam sujeitos ao corte, segundo a cláusula A.3.3.1(1) da terceira parte do Eurocódigo 8 é necessário verificar a segurança relativamente ao esforço resistente cíclico, $V_{r,EC8-3}$ para o Estado Limite de Colapso Eminente. Além disso, pelo estipulado na cláusula A.3.3.1(3) é também verificar se o vão de corte é menor ou igual a 2 ($L_v/h \leq 2$). Caso

seja o valor de $V_{r, EC8-3}$ não deverá exceder o valor de $V_{r,máx EC8-3}$, nos casos restantes (em que $L_v/h > 2$) $V_{r, EC8-3}$ toma o seu próprio valor.

Numa primeira fase calcularam-se os valores do esforço transversal resistente como estipulado pelo Eurocódigo 2 ($V_{Rd,s EC2}$) que deverá ser sempre menor que o esforço resistente máximo ($V_{Rd,máx EC2}$) e o valor do momento resistente $M_{Rd,EC2}$ para conseguir calcular o valor de L_v ($L_v=M/V$). As expressões para calcular os esforços resistentes são as que se apresentam a seguir (expressões [4.51], [4.52] e [4.53]):

$$V_{Rd,s EC2} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad [4.51]$$

$$V_{Rd,máx EC2} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad [4.52]$$

$$M_{Rd,EC2} = \left[A_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) + A_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \right] \times f_{yd} + 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \times \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x \right) \quad [4.53]$$

Onde,

- A_{sw} Área de aço da secção transversal das armaduras de esforço transversal;
- s Espaçamento da armadura de esforço transversal na direcção da peça;
- z Braço interno da peça calculado através da expressão $0,9 \cdot d$ onde d representa a distância entre o centro de gravidade das armaduras e a fibra mais comprimida da secção;
- f_{ywd} Valor de cálculo da tensão de cedência da armadura de esforço transversal;
- θ Ângulo entre o eixo da peça e a direcção das bielas mais comprimidas;
- α_{cw} 1,0 para elementos que não sejam pré-esforçados;
- b_w Largura transversal da secção;
- v_1 Factor de redução da resistência do betão devido à fendilhação por esforço transversal que é calculado através da expressão $v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$ com f_{ck} em MPa;
- x Altura comprimida da secção, calculada da seguinte forma $x = \frac{N + (A_{s1} - A_{s2}) \times f_{yd}}{0,8 \cdot f_{cd}}$;
- N Esforço normal da secção;
- A_{s1} Armadura traccionada da secção;
- A_{s2} Armadura comprimida da secção;
- d_1 Distância entre a fibra mais comprimida da secção e o eixo da armadura comprimida;
- b Largura da secção;
- h Altura da secção;
- f_{cd} Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

O valor do esforço transversal é, por sua vez, calculado através da expressão [4.54] que se apresenta de seguida:

$$V_{Rd,c EC2} = \left[C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad [4.54]$$

Onde,

- ρ_1 Taxa de armadura longitudinal que é calculada pela fórmula $\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$;
- σ_{cp} Tensão de compressão no betão devido ao esforço normal ($\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$);
- b_w Menor largura da secção transversal na área traccionada;
- k_1 Valor indicado no Anexo Nacional de cada país (em Portugal toma o valor de 1,15);
- $C_{Rd,c}$ Valor indicado no Anexo Nacional de cada país (em Portugal toma o valor de 0,12);
- A_c Área da secção transversal em mm²;
- f_{ck} Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão;
- d Altura útil da secção transversal;
- N_{Ed} Esforço normal na secção devido às acções aplicadas.

Depois do cálculo dos esforços resistentes segundo o Eurocódigo 2 foram determinadas as deformações em cedência e o parâmetro μ_{Δ}^{pl} através da expressão [4.46] referida mais atrás. Após a determinação de todos estes parâmetros é possível calcular o valor de $V_{r,EC8-3}$ necessário para averiguar se a segurança é garantida comparando este valor com o esforço transversal obtido através do método de capacidade real (*capacity design*).

O método *Capacity Design* (ou Capacidade Real) tem como objectivo principal controlar o comportamento dos vários elementos relativamente à acção sísmica para que a sua rotura seja dúctil em vez de frágil de forma a existir dissipação de energia. Desta forma, a formação de rótulas plásticas ocorre antes da rotura por esforço transversal (rotura frágil).

Segundo a primeira parte do Eurocódigo 8 (cláusula 5.4.2.3(1)), o valor de cálculo de esforço transversal deve ser obtido segundo este método. Deve ser contemplado o equilíbrio dos pilares sob acção dos momentos nas extremidades $M_{i,d}$, que estão associados à formação de rótulas plásticas para o sentido positivo e negativo da acção sísmica, obtendo-se o valor desses momentos através da expressão [4.55]:

$$M_{i,d} = \gamma_{rd} \cdot M_{rc,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad [4.55]$$

Onde,

- γ_{rd} Coeficiente que considera a sobrerresistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão da zona de compressão do betão da secção (toma o valor de 1,1);
- $M_{rc,i}$ Valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i no sentido do momento flector sísmico considerado da acção sísmica ($i=1$ ou $i=2$, de acordo com a secção de extremidade do pilar em estudo, como se pode ver na Figura 4.17):

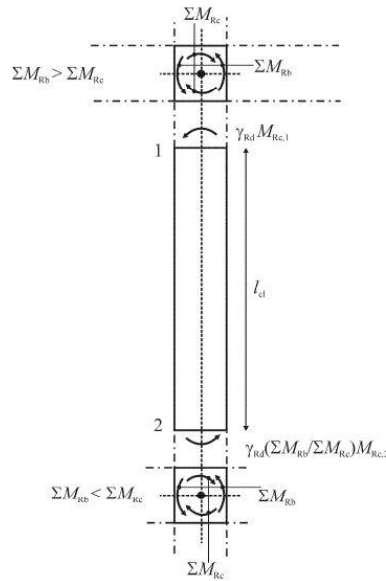


Figura 4.17 Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transverso em pilares (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c)

A expressão [4.55] usada para o cálculo dos momentos nas extremidades pode ser simplificado ao admitir que os momentos na extremidade (M_{Rb}) têm o mesmo valor que os valores dos momentos resistentes (M_{Rc}). Desta simplificação resulta a seguinte fórmula: $M_{i,d} = \gamma_{Rd} \times M_{Rc}$. Por isso, a força de corte no pilar, V_{Ed} , pode ser determinada usando a expressão [4.56]:

$$V_{Ed} \cong \frac{M_1 + M_2}{l_{cl}} \quad [4.56]$$

Onde,

M_1 e M_2 Momentos nas secções de extremidade dos pilares associados à formação de rótulas plásticas;

l_{cl} Comprimento livre do pilar, como representado na figura anterior.

Como o valor do esforço normal é o mesmo nas duas secções consideradas, a posição da linha neutra (x) será também a mesma nas duas secções e, por isso, o resultado para M_1 e M_2 será o mesmo, designado agora apenas por M . O cálculo dos momentos resistentes e da posição da linha neutra é feito através dos critérios definidos pelo Eurocódigo 2.

4.9.2.1.3.2 Estado Limite de Danos Severos e Estado Limite de Limitação de Danos

Para o Estado Limite de Danos Severos e de Limitação de Danos, a verificação acima não é obrigatória excepto nos casos em que estes dois estados limite sejam os únicos a serem verificados. Se for essa a situação, o procedimento é o mesmo que o explicitado para o Estado Limite de Colapso Eminente.

4.9.2.1.4 Apresentação de resultados

Devido à natureza teórica deste trabalho optou-se por mostrar apenas o cálculo para uma das combinações sísmicas que existem visto o cálculo ser independente do sismo tipo. Caso este trabalho fosse um projecto teriam que ser analisadas todas as combinações e considerar a

combinação condicionante para o dimensionamento das várias peças estruturais. Foi considerado apenas a combinação da acção sísmica do tipo 1, como referido antes.

4.9.2.1.4.1 Pilares

De forma a exemplificar a avaliação da capacidade de deformação dos pilares foi escolhido o pilar P4 da estrutura em análise, identificado na Figura 4.18:

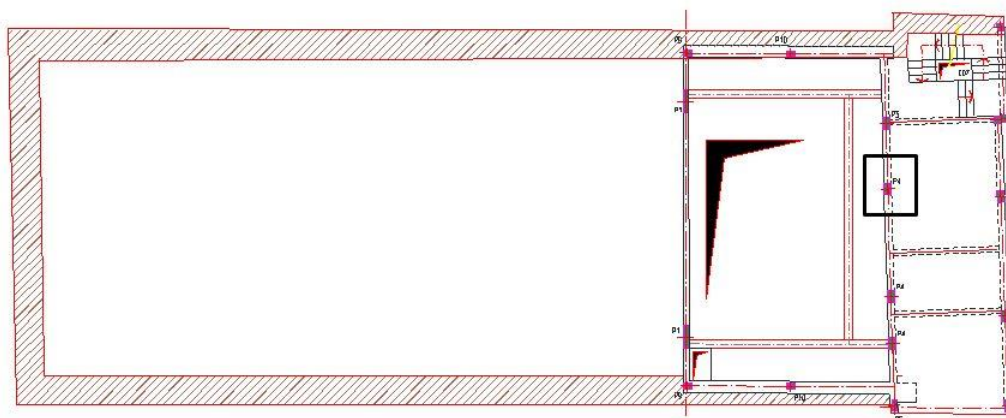


Figura 4.18 Identificação do pilar analisado na planta à cota +5,68.

O pilar P4 em análise apresenta uma disposição de armaduras composta por $8\phi 16$ com uma armadura transversal de $\phi 8//0,20$ até ao piso à cota +8,63. A partir do piso à cota +8,63 até à cota +11,55 a armadura longitudinal é composta por $8\phi 12$ e a armadura transversal é composta por $\phi 6//0,15$. A diferença entre áreas de aço deve-se ao facto de o pilar mudar de secção transversal a partir do piso à cota +8,63 – até ao piso à cota +8,63 é um pilar com as dimensões $0,25 \times 0,40$ m e no seu último troço tem $0,25 \times 0,25$ m. Para melhor detalhe podem ser consultadas as peças desenhadas disponíveis no Anexo B, em suporte informático.

Na Tabela 4.32 encontram-se os resultados referentes às deformações em cedência (θ_y) e todas as informações relevantes para determinar esses resultados e na Tabela 4.33 apresentam-se os valores das exigências retirados do programa de análise estrutural *SAP2000*. As tabelas apresentadas foram reduzidas ao essencial para que o seu formato fosse compatível com a formatação deste trabalho. No suporte informático fornecido em anexo podem ser consultadas as tabelas na sua totalidade.

Tabela 4.32 Deformações de cedência do pilar P4

Pilar	Piso	Direcção	ϕ_y	L_v (m)	h (m)	z (m)	d_b (mm)	α_v	θ_y
P4	5,68	x	0,01359	3,118	0,4	0,315	16	0	0,016
	8,63		0,02175	2,910	0,25	0,18	12	0	0,024
	11,55		0,02175	2,910	0,25	0,18	12	0	0,024
Pilar	Piso	Direcção	ϕ_y	L_v (m)	h (m)	z (m)	d_b (mm)	α_v	θ_y
P4	5,68	y	0,02175	3,076	0,25	0,18	16	0	0,026
	8,63		0,02175	2,910	0,25	0,18	12	0	0,024
	11,55		0,02175	2,910	0,25	0,18	12	0	0,024

Tabela 4.33 Deformações últimas e exigências do pilar P4

Pilar	Piso	Direcção	γ_{el}	φ_y	φ_u	L_{pt} (m)	θ_{um} (m)
P4	5,68	x	1,5	0,01359375	0,0140625	0,79	0,0345
	8,63		1,5	0,02175	0,0225	0,64	0,0367
	11,55		1,5	0,02175	0,0225	0,64	0,0412
Pilar	Piso	Direcção	γ_{el}	φ_y	φ_u	L_{pt} (m)	θ_{um} (m)
P4	5,68	y	1,5	0,02175	0,0225	0,76	0,0405
	8,63		1,5	0,02175	0,0225	0,64	0,0367
	11,55		1,5	0,02175	0,0225	0,64	0,0412

Tabela 4.34 Verificação da segurança aos três Estados Limite definidos no Eurocódigo 8, Parte 3 (Comité Europeu Para a Normalização, 2004)

Pilar	Piso	Dir.	ELLD	ELDS	ELCE	VERIFICAÇÃO À SEGURANÇA		
			θ_E	θ_E	θ_E	ELLD	ELDS	ELCE
P4	5,68	x	0,00024564	0,00021804	0,000119	Verifica	Verifica	Verifica
	8,63		0,0006762	0,00057684	0,000243	Verifica	Verifica	Verifica
	11,55		0,00170292	0,00233772	0,00452	Verifica	Verifica	Verifica
Pilar	Piso	Dir.	θ_E	θ_E	θ_E	ELLD	ELDS	ELCE
P4	5,68	y	0,00414276	0,0050232	0,02788	Verifica	Verifica	Verifica
	8,63		0,00715668	0,00862224	0,04486	Verifica	Verifica	Não Verifica
	11,55		0,0138	0,01608528	0,07360	Verifica	Verifica	Não Verifica

Como se viu na Tabela 4.30, para o Estado Limite de Colapso Eminente para os elementos primários frágeis é necessária a verificação da condição $V_{E,CD} \leq V_{Rd, EC8-3}$. Tal verificação é feita de seguida para o pilar P4.

Numa primeira fase são averiguados os valores do esforço transversal resistente do pilar e se este está dentro dos limites estipulados pelo Eurocódigo 2. Apresentam-se na Tabela 4.35 e na Tabela 4.36 os valores do esforço resistente ($V_{Rd,s EC2}$ e $V_{Rd,c EC2}$) que deverão ser inferiores ao esforço transversal resistente máximo ($V_{Rd,máx EC2}$) (Tabela 4.37) para o pilar P4 nas duas direcções consideradas e em todos os pisos relevantes.

Tabela 4.35 Esforço transversal resistente $V_{Rd,s}$ do pilar P4

Pilar	Direcção	h (m)	d (m)	b (m)	A_{st} (cm ²)	s (m)	$V_{Rd,s}$ (kN)
P4	x	0,4	0,35	0,25	1,0	0,2	52,50
	y	0,25	0,2	0,4	1,0	0,2	30,00
	x	0,25	0,2	0,25	0,56	0,2	16,80
	y	0,25	0,2	0,25	0,56	0,2	16,80

Tabela 4.36 Esforço transversal resistente $V_{Rd,c}$ do pilar P4

Pilar	Direcção	h (m)	d (m)	b_w (m)	$C_{rd,c}$	k	ρ_1	σ_{cp} (kPa)	k_1	$V_{Rd,c}$ (kN)
P4	x	0,4	0,35	0,25	0,12	1,756	0,01608	3109,5	1,15	376,05
	y	0,25	0,2	0,4	0,12	2,000	0,01608	3109,5	1,15	351,85
	x	0,25	0,2	0,25	0,12	2,000	0,0217	4975,2	1,15	331,50
	y	0,25	0,2	0,25	0,12	2,000	0,0217	4975,2	1,15	331,50

Tabela 4.37 Esforço transversal resistente máximo do pilar P4

Pilar	Direcção	h (m)	b (m)	α_{cw}	f_{ck} (Mpa)	v_1	θ (°)	$V_{Rd,máx EC2}$ (kN)
P4	x	0,4	0,25	1	25	0,54	45	354,375
	y	0,25	0,4	1	25	0,54	45	324,0
	x	0,25	0,25	1	25	0,54	45	202,5
	y	0,25	0,25	1	25	0,54	45	202,5

Tendo em conta que a condição $V_r, EC8-3 < V_{r,máx EC8-3}$ só precisa de ser verificada se se verificar que $L_v/h < 2$ foram determinados os valores do esforço resistente e do momento resistente como estipulado num ponto anterior deste trabalho. Na Tabela 4.38 apresentam-se as taxas de momento/esforço transversal para os vários pisos na direcção x e y do pilar P4 e a relação L_v/h .

Tabela 4.38 Taxa Momento/Esforço Transverso (L_v) e a relação L_v/h para o pilar P4

Pilar	Piso	Direcção	V_{Rds} (kN)	M_{Rd} (kN.m)	L_v (m)	h(m)	L_v/h
P4	2,73 ao 8,83	x	52,50	163,71	3,118	0,4	7,80
	2,73 ao 8,83	y	30,00	92,27	3,076	0,25	12,30
	8,83 ao 11,55	x	16,80	48,88	2,910	0,25	11,64
	8,83 ao 11,55	y	16,80	48,88	2,910	0,25	11,64

Como se pode ver pela tabela a relação L_v/h é sempre superior a 2, o que quer dizer que o valor de $V_r, EC8-3$ não é influenciado pelo valor de $V_{r,máx EC8-3}$ e, por isso, toma o seu valor.

Com os valores das deformações em cedência determinados é calculado o parâmetro μ_{Δ}^{pl} , como se mostra na Tabela 4.39:

Tabela 4.39 Exigência de ductilidade em deslocamento para o pilar P4

Pilar	Piso	Direcção	h (m)	b (m)	γ_{el}	θ_y	θ_{um}	μ_{Δ}^{pl}
P4	5,68	x	0,4	0,25	1,5	0,016	0,034485	1,19
	8,63		0,25	0,25	1,5	0,024	0,03669	0,52
	11,55		0,25	0,25	1,5	0,024	0,041223	0,71
Pilar	Piso	Direcção	h (m)	b (m)	γ_{el}	θ_y	θ_{um}	μ_{Δ}^{pl}
P4	5,68	y	0,25	0,4	1,5	0,026	0,040456	0,53
	8,63		0,25	0,25	1,5	0,024	0,03669	0,52
	11,55		0,25	0,25	1,5	0,024	0,041223	0,71

Desta forma já é possível obter o valor do esforço transversal cíclico $V_{r,EC8-3}$ (Tabela 4.40) e do esforço transversal cíclico máximo para o pilar P4 (Tabela 4.41).

Tabela 4.40 Esforço transversal cíclico do pilar P4

Pilar	Piso	Dir.	h (m)	N (kN)	x (m)	L_v (m)	A_c (m ²)	ρ_{tot}	V_w (kN)	$V_{r,EC8-3}$ (kN)
P4	5,68	x	0,4	402,8	0,246	3,118	0,10	0,01608	171,97	114,46
	8,63		0,25	345,8	0,1347	2,910	0,06	0,021696	88,32	61,94
	11,55		0,25	237,5	0,1347	2,910	0,06	0,021696	88,32	59,96
Pilar	Piso	Dir.	h (m)	N (kN)	x (m)	L_v (m)	A_c (m ²)	ρ_{tot}	V_w (kN)	$V_{r,EC8-3}$ (kN)
P4	5,68	y	0,25	402,8	0,1538	3,076	0,10	0,01608	157,23	106,24
	8,63		0,25	345,8	0,1347	2,910	0,06	0,021696	88,32	61,94
	11,55		0,25	237,5	0,1347	2,910	0,06	0,021696	88,32	59,96

Tabela 4.41 Esforço transversal cíclico máximo do pilar P4

Pilar	Piso	Direcção	h (m)	b_w (m)	$\mu\Delta^{Pl}$	N (kN)	ρ_{tot}	$V_{r,m\acute{a}x EC8-3}$ (kN)
P4	5,68	x	0,4	0,25	1,19	402,8	0,01608	574,40
	8,63		0,25	0,25	0,52	345,8	0,021696	579,92
	11,55		0,25	0,25	0,71	237,5	0,021696	573,19
Pilar	Piso	Direcção	h (m)	b_w (m)	$\mu\Delta^{Pl}$	N (kN)	ρ_{tot}	$V_{r,m\acute{a}x EC8-3}$ (kN)
P4	5,68	y	0,25	0,4	0,53	402,8	0,01608	594,53
	8,63		0,25	0,25	0,52	345,8	0,021696	579,92
	11,55		0,25	0,25	0,71	237,5	0,021696	573,19

Após o cálculo dos esforços resistentes apresentam-se os valores dos esforços nos pilares segundo o método da capacidade real (*Capacity design*) para o pilar P4, na Tabela 4.42 e na Tabela 4.43.

Tabela 4.42 Força de corte para o pilar P4

Pilar	Piso	Direcção	M_{Rd} (kN.m)	γ_{rd}	M	I_{el}	V_{Ed}
P4	5,68	x	163,71	1,1	180,08	2,95	122,10
	8,63		48,88	1,1	53,77	2,95	36,46
	11,55		48,88	1,1	53,77	2,92	36,83
Pilar	Piso	Direcção	M_{Rd} (kN.m)	γ_{rd}	M	I_{el}	V_{Ed}
P4	5,68	y	92,27	1,1	101,50	2,95	68,81
	8,63		48,88	1,1	53,77	2,95	36,46
	11,55		48,88	1,1	53,77	2,92	36,83

Tabela 4.43 Verificação da segurança ao ELCE do pilar P4

Pilar	Piso	Direcção	M_{Rd} (kN.m)	V_{CD}	$V_{r,EC8-3}$ (kN)	ELCE
P4	5,68	x	163,71	208,77	114,46	Não Verifica
	8,63		48,88	62,34	61,94	Não Verifica
	11,55		48,88	62,98	59,96	Não Verifica
Pilar	Piso	Direcção	M_{Rd} (kN.m)	V_{CD}	$V_{r,EC8-3}$ (kN)	ELCE
P4	5,68	y	92,27	117,67	106,24	Não Verifica
	8,63		48,88	62,34	61,94	Não Verifica
	11,55		48,88	62,98	59,96	Não Verifica

Analisando as tabelas acima pode-se concluir que o pilar P4 verifica a segurança ao ELLD e ao ELDS mas não ao ELCE, o que quer dizer que este pilar não se encontra em segurança no caso da ocorrência de um sismo.

4.9.2.1.4.2 Vigas

Da mesma maneira que foi feito para os pilares, também para as vigas foi apenas analisada uma viga, tendo sido escolhida a que está identificada na Figura 4.19.

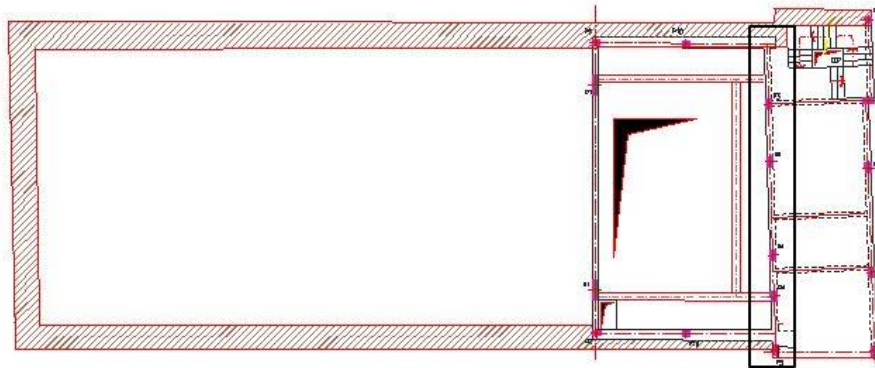


Figura 4.19 Identificação da viga V5.2 analisada na planta à cota +5,68

A viga V5.2 tem uma secção transversal constante de 0,25x0,50 desenvolvendo-se segundo o alinhamento identificado na Figura 4.19. A sua armadura longitudinal superior é composta por 3 ϕ 12, tal como a armadura longitudinal inferior. Em relação à armadura transversal, esta é composta por ϕ 6//0,20, excepto nas zonas onde existem apoios indirectos e que a armadura transversal é composta por ϕ 6//0,10. Para melhor detalhe podem ser consultadas as peças desenhadas disponíveis no Anexo B, em suporte informático.

Na Figura 4.20 encontra-se um alçado da viga V5.2 com a indicação das secções analisadas para facilitar a leitura das tabelas com os resultados.

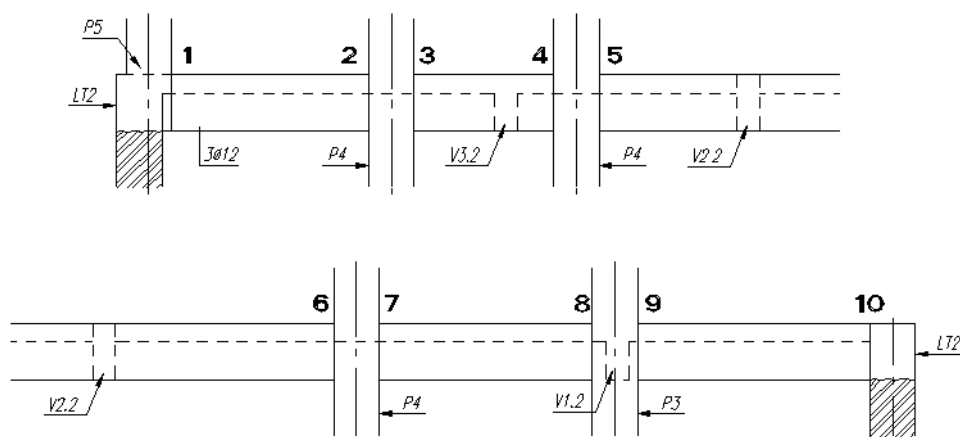


Figura 4.20 Alçado da viga V5.2 (s/escala)

De seguida apresentam-se os resultados referentes à análise da viga V5.2 de uma forma resumida. No suporte informático fornecido em anexo podem ser consultadas todas as tabelas relacionadas com a análise das vigas.

Numa primeira fase foram determinadas as taxas de armadura mecânica de tracção e compressão para as secções indicadas (como a armadura é idêntica, as taxas também o serão). Estas taxas são apresentadas na Tabela 4.44.

Tabela 4.44 Taxas de armadura mecânica de tracção e de compressão da viga V5.2

Viga	Secção	A_s (cm ² /m)	A_s' (cm ² /m)	A_c (m ²)	f_c (MPa)	f_{yd} (MPa)	ω	ω'
V5.2	1 a 10	3,39	3,39	0,125	16,67	435	0,071	0,071

Na Tabela 4.45 encontram-se os resultados referentes às deformações em cedência (θ_y) e todas as informações relevantes para determinar esses resultados. As tabelas apresentadas foram reduzidas ao essencial para que o seu formato fosse compatível com a formatação deste trabalho. No suporte informático fornecido em anexo podem ser consultadas todas as tabelas.

Tabela 4.45 Deformações de cedência da viga V5.2

Viga	Secção	φ_y	L_v (m)	h (m)	z (m)	d_b (mm)	α_v	θ_y (m)
V5.2	1 a 10	0,010875	14,350	0,5	0,405	12	0	0,052

Finalmente foram determinados os valores referentes às deformações últimas (θ_{um}) tendo em conta que as vigas não estão sujeitas a esforço normal (Tabela 4.46).

Tabela 4.46 Deformações últimas e exigências da viga V5.2

Viga	Secção	ω	ω'	L_v	φ_y	φ_u	L_{pl}	θ_{um}
V5.2	1 a 10	0,07	0,07	14,350	0,010875	0,01125	1,81	0,0713

Da mesma forma que foi feito para os pilares foram comparados os valores das exigências em deformação (θ_E) com os valores das deformações em cedência e das deformações últimas para verificar se é garantida a segurança ou não aos vários estados limite (ELLD, ELDS e ELCE). Nas Tabela 4.47 e

Viga	Secção	θ_{um} (m)	ELLD	ELDS	ELCE
			θ_E (m)	θ_E (m)	θ_E (m)
V5.2	1	0,0713	0,000439	0,00032568	0,00006624
	2	0,0713	0,001962	0,0019458	0,00188508
	3	0,0713	0,001962	0,0019458	0,00188508
	4	0,0713	0,003094	0,00306636	0,00296976
	5	0,0713	0,003094	0,00306636	0,00296976
	6	0,0713	0,003519	0,00349968	0,00343896
	7	0,0713	0,003519	0,00349968	0,00343896
	8	0,0713	0,002909	0,00285384	0,00266892
	9	0,0713	0,002909	0,00285384	0,00266892
	10	0,0713	0,00385	0,00285384	0,00357144

Tabela 4.48 apresentam-se os deslocamentos para os vários estados limite e as verificações à segurança para a viga V5.2.

Tabela 4.47 Deslocamentos nas secções para os vários estados limite preconizados na terceira parte do Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2004)

Viga	Secção	θ_{um} (m)	ELLD	ELDS	ELCE
			θ_E (m)	θ_E (m)	θ_E (m)
V5.2	1	0,0713	0,000439	0,00032568	0,00006624
	2	0,0713	0,001962	0,0019458	0,00188508
	3	0,0713	0,001962	0,0019458	0,00188508
	4	0,0713	0,003094	0,00306636	0,00296976
	5	0,0713	0,003094	0,00306636	0,00296976
	6	0,0713	0,003519	0,00349968	0,00343896
	7	0,0713	0,003519	0,00349968	0,00343896
	8	0,0713	0,002909	0,00285384	0,00266892
	9	0,0713	0,002909	0,00285384	0,00266892
	10	0,0713	0,00385	0,00285384	0,00357144

Tabela 4.48 Verificação à segurança ao ELLD, ELDS e ELCE como prescrito pelo Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2004)

Viga	Secção	<u>Verificação à Segurança</u>		
		<i>ELLD</i>	<i>ELDS</i>	<i>ELCE</i>
V5.2	1	Verifica	Verifica	Verifica
	2	Verifica	Verifica	Verifica
	3	Verifica	Verifica	Verifica
	4	Verifica	Verifica	Verifica
	5	Verifica	Verifica	Verifica
	6	Verifica	Verifica	Verifica
	7	Verifica	Verifica	Verifica
	8	Verifica	Verifica	Verifica
	9	Verifica	Verifica	Verifica
	10	Verifica	Verifica	Verifica

Ao analisar as tabelas pode-se concluir que está verificada a segurança na viga V5.2 aquando a ocorrência de um sismo.

4.10 Considerações finais

A análise de um edifício antigo é um processo que leva à tomada de muitas decisões baseadas em dados aproximados. A forma mais fiável de garantir uma análise o mais próximo da realidade possível será através de ensaios feitos à estrutura o que encarece a análise e, por isso, muitas vezes não é feito. A consulta de bibliografia da especialidade é um grande apoio quando se trata da definição das propriedades mecânicas dos materiais e do método de análise a seguir.

A estrutura em análise neste trabalho é composta por vários tipos de materiais e por duas zonas completamente distintas em termos estruturais o que tornou a sua modelação um processo bastante longo onde muitas vezes foram tomadas decisões com base na informação disponível no Projecto de Arquitectura e Projecto de Estruturas do edifício.

No caso da análise das paredes de alvenaria conclui-se que a deformação horizontal para fora do plano das paredes não é constante como no caso dos pavimentos de betão e, por isso, merece especial atenção. O derrubamento ou rotura por flexão das paredes de alvenaria para fora do seu plano é um dos maiores riscos neste tipo de estruturas de alvenaria. Os deslocamentos horizontais mais acentuados registam-se segundo a direcção principal yy , por esta ser a mais flexível.

Considerando os resultados apresentados conclui-se que o reforço deve conduzir a deslocamentos e tensões menores, especialmente na direcção yy e nas zonas mais vulneráveis (que foram assinaladas).

Uma das limitações do programa utilizado (SAP2000) reside nas ligações entre as fachadas e os pavimentos. Na realidade, quando submetida a um sismo os esforços de flexão das fachadas serão superiores do que os registados no modelo porque, à medida que cada uma das ligações se parte deixa de resistir à tracção – o que não acontece no modelo considerado.

Para resultados mais rigorosos poderia ser realizada uma análise não linear ou várias análises lineares iterativas onde, a cada análise, se deixava de considerar as ligações que excedesse, a sua capacidade resistente.

No que diz respeito à estrutura de betão armado conclui-se que, devido às imposições da arquitectura do edifício, as soluções de reforço terão sempre que ter em conta a falta de espaço disponível que existe. Em relação aos pilares poderá ser executado um reforço por encamisamento através de fibras *FRP's*, o que melhorará a seu comportamento ao corte. Foi visto pela análise ao pilar P4 que este não apresenta capacidade resistente ao corte para garantir a segurança ao ELCE. Em relação às vigas, o exemplo utilizado mostra-nos que esta está em segurança a todos os estados limite definidos pela terceira parte do Eurocódigo 8.

Caso este trabalho se tratasse de um projecto de execução todos os elementos estruturais seriam analisados e seria feito um relatório de cálculo indicando quais os elementos, de toda a estrutura, que estavam ou não em segurança. Por ser um trabalho com um teor mais académico, considerou-se que a exemplificação de um elemento de cada tipo seria suficiente para demonstrar o processo que é envolvido aquando a verificação à segurança dos estados limite definidos pela terceira parte do Eurocódigo 8.

5 Proposta de reforço sísmico

5.1 Considerações iniciais

A estrutura do Teatro Luís de Camões, devido ao seu estado de conservação, foi alvo de um projecto de requalificação e reabilitação por parte do Belém Clube, como já foi dito anteriormente, tal como também já foram descritos os contornos da reabilitação da estrutura.

No presente capítulo pretende-se descrever de uma forma sucinta quais os métodos de reforço utilizados na reabilitação do teatro e quais os objectivos de cada uma das técnicas de reforço. Posteriormente irá ser feita uma proposta adicional de reforço considerando todas os métodos de reforço já aplicados na estrutura.

5.2 Métodos de reforço aplicados na estrutura em análise

Neste ponto do trabalho apresentam-se os métodos de reforço aplicados na estrutura em análise. No Anexo C encontram-se em suporte informático, todas as peças desenhadas produzidas no Projecto de Execução, onde se pode ver com mais detalhe as soluções de reforço adoptadas.

5.2.1 Reforço da cobertura de madeira

Como já foi referido anteriormente, as treliças da cobertura de madeira da zona da entrada e da plateia do teatro foram alvo de reforço através da introdução de elementos metálicos de contraventamento. Na Figura 5.1 e na Figura 5.2, apresentam-te várias vistas da solução adoptada no projecto de execução.

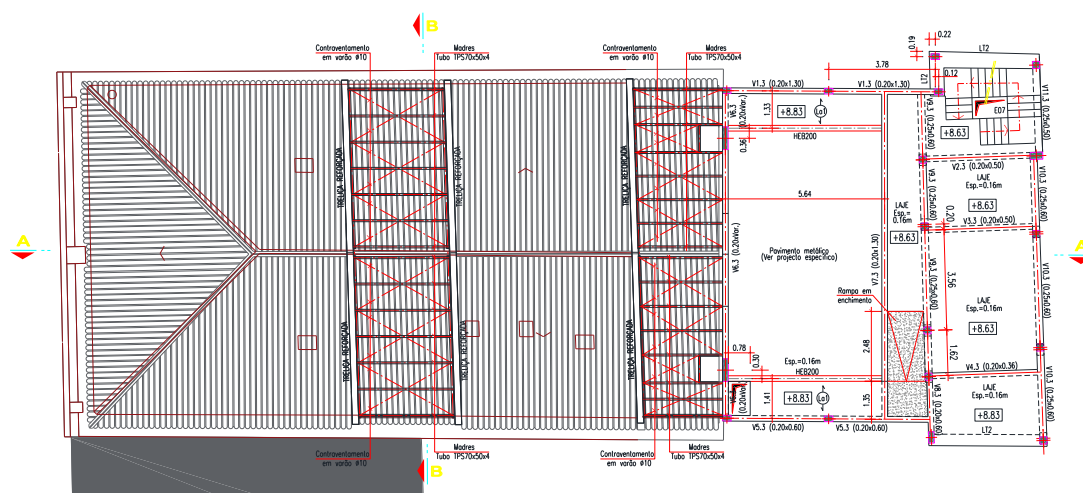


Figura 5.1 Reforço da cobertura de madeira da zona da entrada e da zona da plateia (planta, s/ escala)

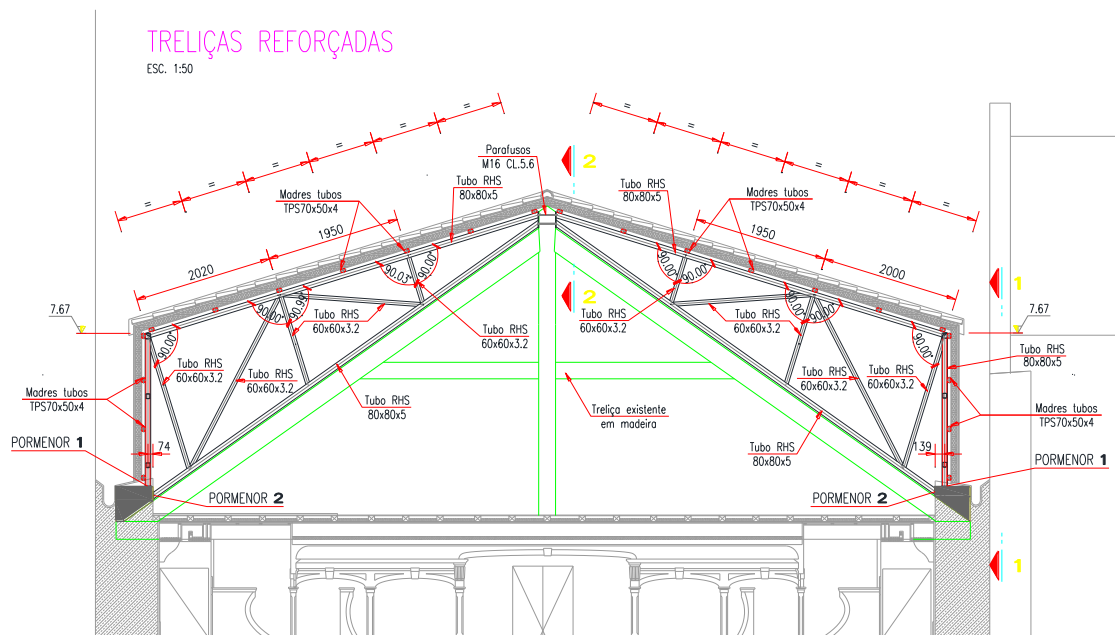


Figura 5.2 Reforço da cobertura de madeira da zona da entrada e da zona da plateia (corte transversal das treliças de madeira reforçadas, s/ escala)

Como já foi referido no capítulo 3, este tipo de solução permite assegurar as ligações entre a cobertura de madeira e as paredes de alvenaria em que esta está apoiada. Também se optou por esta solução de reforço porque existiam elementos de madeira da cobertura que já não se encontravam num estado de conservação ideal e, por isso, não cumpriam os requisitos de resistência necessários para suportar a cobertura desta zona do teatro. Desta forma foram introduzidos elementos metálicos para suportar e, ao mesmo tempo foram também travadas as treliças ligando-as duas a duas, como se pode ver na planta apresentada na Figura 5.1. Na Figura 5.3 apresenta-se o corte 1:1 indicado na Figura 5.2 e a planta da cobertura está no Anexo B, em suporte informático.

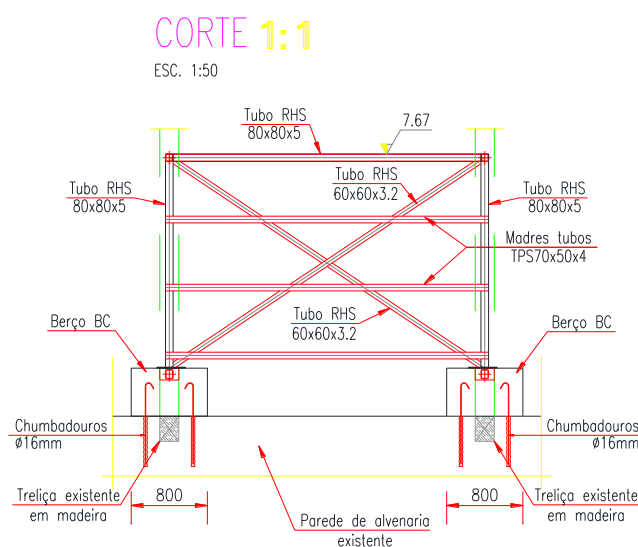
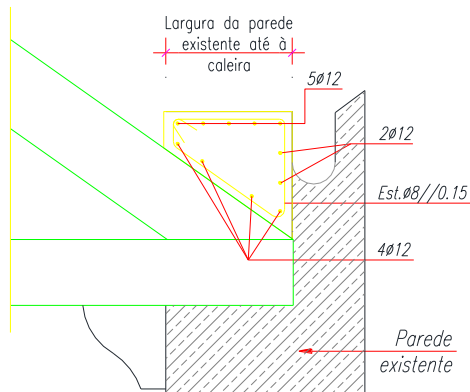


Figura 5.3 Corte 1:1 indicado na figura anterior

Além do reforço dos elementos que constituem a cobertura introduziu-se uma viga de coroamento das paredes de alvenaria periféricas com vista a assegurar a ligação entre os elementos principais da cobertura e as paredes, como se pode ver na Figura 5.4.

SOBRE A TRELIÇA DE MADEIRA



LATERAL À TRELIÇA DE MADEIRA

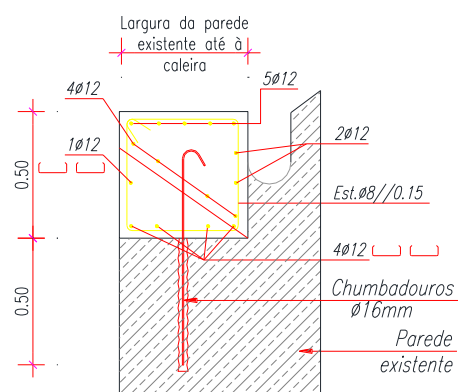


Figura 5.4 Viga periférica que melhora a ligação entre a cobertura de madeira e as paredes periféricas de alvenaria resistente

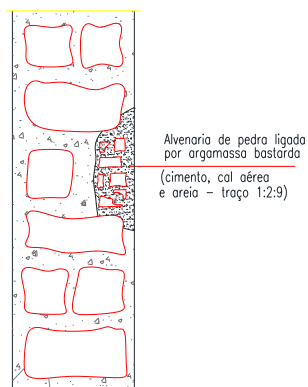
Esta técnica de reforço ao mesmo tempo que melhora a ligação entre a cobertura de madeira e as paredes periféricas, melhora também o seu comportamento global obrigando as paredes a comportarem-se como um todo em vez de se comportarem como elementos quase independentes.

5.2.2 Reforço das paredes de alvenaria

As paredes de alvenaria existentes que compõem a estrutura lateral resistente da zona 1 e 2 do teatro foram alvo de reforço consoante os danos apresentado à superfície da parede.

Nas zonas onde a parede se apresenta desagregada ou com elementos soltos ao ponto de ser necessária a reconstrução de parte da parede deverá ser executada alvenaria de pedra ligada através de argamassa bastarda. Onde não é necessária a reconstrução da parede (zonas onde a desagregação da parede não é significativa) é aplicada uma camada de pedra miúda (que poderão ser pedaços de tijolo ou de telha cerâmica) em conjunto com argamassa bastarda, como se pode ver na Figura 5.5. Na Figura 5.6 pode-se ver o pormenor para a reparação de fendas em paredes, que deverá ser feito com recurso à injeção de calda de cimento sem retracção, com auxílio de um tubo de purga.

Zonas desagregadas ou com elementos soltos



Zonas desagregadas que não implique a reconstrução

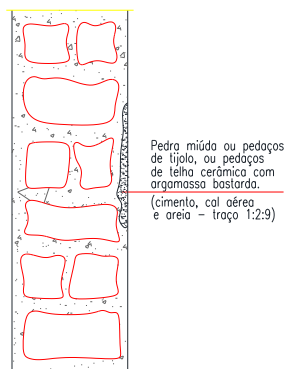


Figura 5.5 Pormenores de reforço das paredes de alvenaria nas zonas de parede que se encontram desagregadas ou com elementos soltos

Reparação de fendas em paredes e tectos

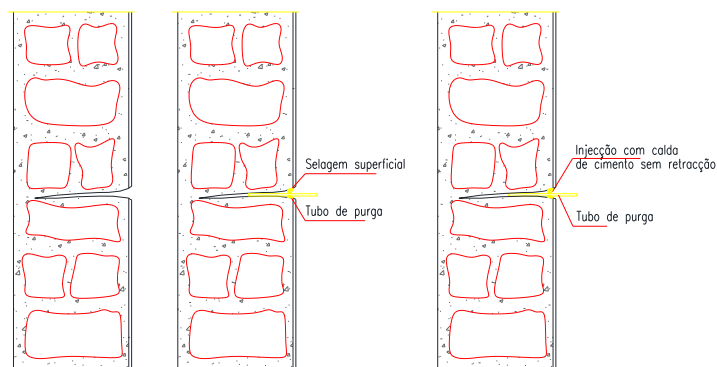


Figura 5.6 Pormenores de reforço das paredes de alvenaria nas zonas onde existe a necessidade de reparação de fendas em paredes e tectos.

5.3 Proposta de reforço adicional da estrutura

Perante o que foi estudado no âmbito deste trabalho no que se refere ao reforço de estruturas existentes podem ser propostas algumas soluções de reforço com vista a melhorar o comportamento sísmico da estrutura em estudo.

Quando se propõe uma solução de reforço deve ser tido em conta não só eficiência como a sua facilidade de aplicação e o facto de ser uma solução economicamente viável. Considerando estes aspectos, as soluções de reforço viáveis de aplicar seriam as dispostas de seguida.

5.3.1 Soluções de reforço ao nível global

Ao nível do comportamento global da estrutura, podem ser implementadas as soluções descritas de seguida:

- i) Execução de tirantes com vista a melhorar o comportamento global da estrutura

Poderão ser executados tirantes longos nas zonas indicadas na Figura 5.7 para que as paredes tenham um comportamento mais solidário entre si para que não se passe o ilustrado na Figura 2.23.

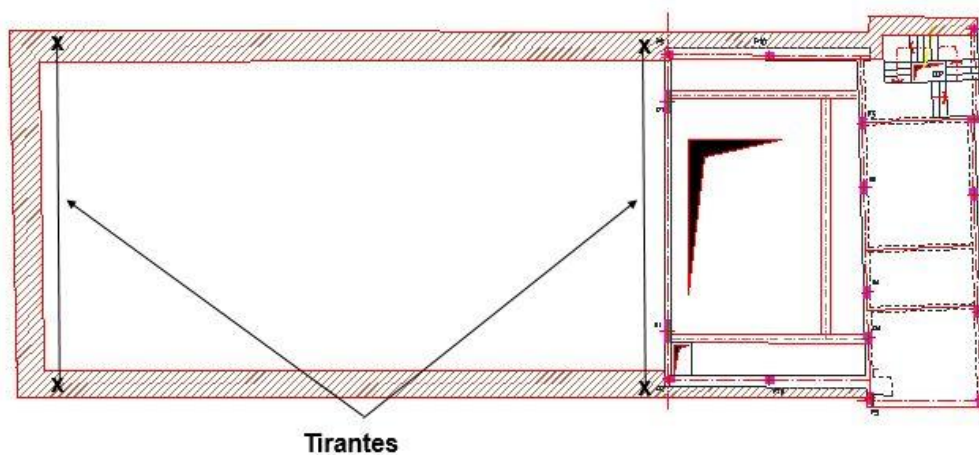


Figura 5.7 Zonas onde poderiam ser aplicados tirantes longos de forma a melhorar o comportamento global da estrutura.

Uma solução interessante para garantir o bom comportamento na zona dos cantos das paredes de alvenaria (zonas A e B indicadas na Figura 5.8) seria a execução de tirantes curtos como se mostra na Figura 3.7.

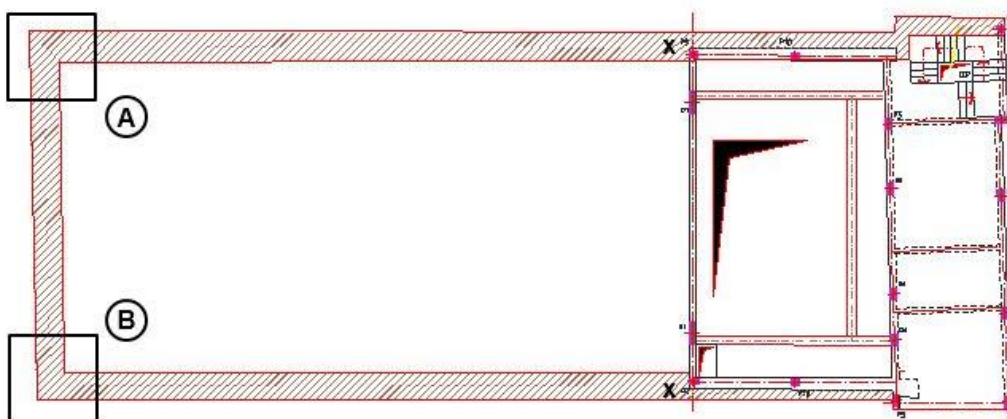


Figura 5.8 Zonas onde poderiam ser aplicados tirantes curtos de forma a melhorar o comportamento global da estrutura.

- ii) Amarração das zonas de canto das paredes

Nas zonas indicadas na Figura 5.8 seria também benéfico, para o comportamento global da estrutura, garantir a ligação entre as duas paredes que se encontram através da amarração destas zonas, como se mostra na Figura 3.2.

iii) Introdução de laje em betão armado

Com vista a corrigir a clara irregularidade em planta do edifício em estudo podem ser introduzidas lajes de betão armado ao nível dos pisos para minorar os efeitos acidentais de torção. A introdução de lajes de betão poderia transformar em demasia o edifício em estudo que, hoje em dia, é único na cidade de Lisboa – um teatro à italiana, como se descreve no capítulo 4 deste trabalho.

A introdução de lajes de betão apesar de aumentar a massa da estrutura permite que as paredes de alvenaria funcionem em conjunto o que traz vantagens ao nível dos deslocamentos.

5.3.2 Soluções de reforço ao nível local

Relativamente a soluções de reforço ao nível local as que se seguem seriam as mais interessantes de abordar;

i) Preenchimento de vazios das paredes de alvenaria

O preenchimento de vazios presentes nas paredes de alvenaria que constituem a zona 1 e 2 da estrutura em estudo seria uma solução interessante de forma a impedir a desagregação das paredes e melhorar o seu comportamento. Como foi dito no capítulo 2 deste trabalho, apesar do aumento de massa que se verifica quando esta solução é aplicada a resistência dos elementos aumenta também porque a aderência entre os constituintes da parede é melhorada.

A execução desta técnica de reforço pressupõe um bom conhecimento da sua constituição em termos de materiais e elementos. Por esta razão seria conveniente a realização de estudos mais aprofundados sobre estes elementos que constituem o edifício, de forma a garantir o sucesso da solução de reforço.

Há que referir que, devido à geometria do edifício, a possibilidade de preenchimento de vazios nas paredes só seria possível através da face interior das paredes por não existir espaço livre entre o edifício em estudo e os edifícios vizinhos, como se pode ver pela Figura 5.9.



Figura 5.9 Fotografia do alçado frontal do teatro Luís de Camões, Calçada da Ajuda.

ii) Aplicação de reboco armado ou de *FRP's*

Ao serem duas soluções de reforço muito semelhantes fará sentido falar delas no mesmo ponto. Enquanto a aplicação de reboco armado peca por aumentar a massa dos elementos a reforçar, a sua grande vantagem é a sua facilidade de execução e o uso de materiais muito comuns. A utilização de *FRP's* ao não aumentar a massa dos elementos a reforçar nem diminuir o espaço livre interior torna-se uma solução mais conveniente quando o espaço livre é reduzido, embora o seu custo seja superior ao custo de aplicação do reboco armado, devido ao tipo de materiais utilizados.

No caso em questão seria interessante estudar as duas opções de uma forma mais aprofundada para se conseguir determinar qual das duas opções seria a mais viável, tanto em termos de reforço como em termos de viabilidade de aplicação do ponto de vista económico.

5.4 Considerações finais

Ao analisar o edifício em questão e ponderar quais as soluções de reforço que se poderiam aplicar de forma a melhorar o comportamento sísmico da estrutura torna-se evidente que existem várias opções a serem consideradas e estudadas tanto ao nível global da estrutura como ao nível local.

O facto de ser um edifício histórico e, neste caso, único na cidade de Lisboa implica que se deverá manter a traça da construção o mais possível. Por esta razão não devem ser alterados e introduzidos elementos que choquem em demasia com a estrutura original, ou seja, deverá arranjar-se uma solução que seja eficaz no que toca ao reforço da estrutura mas que seja fácil de incorporação na arquitectura do edifício.

As soluções de reforço propostas poderão ser aplicadas individualmente ou em conjunto são apenas isso – propostas. Para qualquer uma destas soluções deve ser estudada a sua eficácia e quais as melhorias quando executadas.

6 Conclusões e perspectivas futuras

6.1 Principais conclusões

Concluído o presente trabalho é possível perceber a importância da consideração da acção sísmica no projecto de estruturas novas e principalmente em projectos de estruturas existentes. Sendo o território português uma zona sísmicamente activa esta preocupação torna-se ainda mais pertinente.

O estudo do panorama da sismicidade no território português, da sismicidade histórica e da evolução da cidade de Lisboa permitiu enquadrar este tema da melhor forma para que se consiga perceber o impacto da reabilitação estrutural no desenvolvimento de uma cidade.

Por sua vez, através do estudo das várias soluções de reforço foi possível concluir que existem várias formas de encarar um problema, seja o reforço ao nível global como ao nível local.

A estrutura analisada apesar de ser complexa permitiu abordar e aprofundar vários assuntos importantes. Tais assuntos vão desde a construção de um modelo complexo que é composto por vários tipos de materiais e por dois sistemas estruturais distintos à escolha das propriedades mecânicas dos materiais. A heterogeneidade da estrutura permitiu também abordar vários tipos de análise para os vários tipos de elementos que compõem a estrutura.

Depois de analisar os deslocamentos segundo os limites admissíveis de dois regulamentos distintos (FEMA 356/357 (FEMA, 2000) e Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2010c)) foi possível concluir que o Eurocódigo 8 é muito menos condicionante do que o regulamento americano. É de referir que a aplicação da primeira parte do Eurocódigo 8 a estruturas existentes não será muito indicada visto o foco deste regulamento ser estruturas novas e não estruturas existentes.

Relativamente à verificação dos elementos de betão armado, a verificação foi levada a cabo consoante o que está estipulado na terceira parte do Eurocódigo 8 (Comité Europeu Para a Normalização, 2004) e constatou-se que, no caso dos pilares, não se verifica a segurança no que diz respeito ao corte e por isso, em caso de sismo a estrutura não terá um bom comportamento.

No que respeita à proposta de reforço foram consideradas os reforços já estipulados no Projecto de Execução elaborado pela FTD, Consultores de Engenharia e foram propostas mais algumas soluções de reforço consideradas interessantes depois de analisar a estrutura do teatro.

6.2 Perspectivas futuras

Como desenvolvimento futuro, seria muito interessante analisar a estrutura através de outro método de análise de maneira a comparar os resultados obtidos com o método de análise usado neste trabalho. Seria igualmente interessante incorporar as várias propostas de reforço e avaliar a segurança da estrutura após a execução das várias soluções de reforço através do mesmo método de análise que foi utilizado para analisar a estrutura não reforçada.

ANEXOS

Anexo A

O presente anexo serve de apoio ao capítulo 2 do presente trabalho.

Escala de Mercalli

Grau de intensidade	Descrição dos danos
I	Não sentido. Efeitos marginais e de longo período no caso de grandes sismos.
II	Sentido pelas pessoas em repouso nos andares elevados de edifícios ou favoravelmente colocadas.
III	Sentido dentro de casa. Os objectos pendentes baloiçam. A vibração é semelhante à provocada pela passagem de veículos pesados. É possível estimar a duração mas não pode ser reconhecido com um sismo.
IV	Os objectos suspensos baloiçam. A vibração é semelhante à provocada pela passagem de veículos pesados ou à sensação de pancada numa bola pesada nas paredes. Carros estacionados balançam. Janelas, portas e loiças tremem. Os vidros e loiças chocam ou tilintam. Na parte superior deste grau as paredes e as estruturas de madeira rangem.
V	Sentido fora de casa; pode ser avaliada a direcção do movimento; as pessoas são acordadas; os líquidos oscilam e alguns extravasam; pequenos objectos em equilíbrio instável deslocam-se ou são derrubados. As portas oscilam, fecham-se ou abrem-se. Os estores e os quadros movem-se. Os pêndulos dos relógios param ou iniciam ou alteram o seu estado de oscilação.
VI	Sentido por todos. Muitos assustam-se e correm para a rua. As pessoas sentem a falta de segurança. Os pratos, as louças, os vidros das janelas, os copos, partem-se. Objectos ornamentais, livros, etc., caem das prateleiras. Os quadros caem das paredes. As mobílias movem-se ou tombam. Os estuques fracos e alvenarias do tipo D fendem. Pequenos sinos tocam (igrejas e escolas). As árvores e arbustos são visivelmente agitados ou ouve-se o respectivo ruído.
VII	É difícil permanecer de pé. É notado pelos condutores de automóveis. Os objectos pendurados tremem. As mobílias partem. Verificam-se danos nas alvenarias tipo D, incluindo fracturas. As chaminés fracas partem ao nível das coberturas. Queda de reboco, tijolos soltos, pedras, telhas, cornijas, parapeitos soltos e ornamentos arquitectónicos. Algumas fracturas nas alvenarias C. Ondas nos tanques. Água turva com lodo. Pequenos desmoronamentos e abatimentos ao longo das margens de areia e de cascalho. Os grandes sinos tocam. Os diques de betão armado para irrigação são danificados.
VIII	Afecta a condução dos automóveis. Danos nas alvenarias C com colapso parcial. Alguns danos na alvenaria B e nenhuns na A. Quedas de estuque e de algumas paredes de alvenaria. Torção e queda de chaminés, monumentos, torres e reservatórios elevados. As estruturas movem-se sobre as fundações, se não estão ligadas inferiormente. Os painéis soltos no enchimento das paredes são projectados. As estacarias enfraquecidas partem. Mudanças nos fluxos ou nas temperaturas das fontes e dos poços. Fracturas no chão húmido e nas vertentes escarpadas.
IX	Pânico geral. Alvenaria D destruída; alvenaria C grandemente danificada, às vezes com completo colapso; as alvenarias B seriamente danificadas. Danos gerais nas fundações. As estruturas, quando não ligadas, deslocam-se das fundações. As estruturas são fortemente abanadas. Fracturas importantes no solo. Nos terrenos de aluvião dão-se ejeções de areia e lama; formam-se nascentes e crateras arenosas.
X	A maioria das alvenarias e das estruturas são destruídas com as suas fundações. Algumas estruturas de madeira bem construídas e pontes são destruídas. Danos sérios em barragens, diques e aterros. Grandes desmoronamentos de terrenos. As águas são arremessadas contra as muralhas que marginam os canais, rios, lagos, etc.; lodos são dispostos horizontalmente ao longo de praias e margens pouco inclinadas. Vias-férreas levemente deformadas.
XI	Vias-férreas grandemente deformadas. Canalizações subterrâneas completamente avariadas.
XII	Grandes massas rochosas deslocadas. Conformação topográfica distorcida. Objectos atirados ao ar.

Relato do sismo de 1755

«As igrejas estavam cheias quando, às 9,40h, se ouviu um ronco subterrâneo logo seguido por um abalo. As vibrações eram rápidas mas durante os primeiros cinco segundos, não alarmantes. A partir de então o nível de vibração aumentou bastante causando logo danos nos edifícios. Depois de uma pequena pausa, o movimento recomeçou menos rápido mas muito mais violento. Algumas testemunhas oculares referem que as casas abanavam como carruagens a passar em grande velocidade sobre uma calçada cheia de pedras. Esta parte do abalo que durou dois a três minutos fez colapsar muitas casas, igrejas e edifícios públicos. As tapeçarias a cair sobre candeeiros ou velas nas igrejas devem ter originado os variados incêndios que logo eclodiram por toda a baixa de Lisboa, e que vieram a transformar-se em fogo violento que grassou durante seis dias. Aos já elevados danos materiais e humanos provocados pelo colapso das construções é de adicionar muitas vítimas deste incêndio.

Às 10,00 horas sentiu-se uma forte réplica que alguns dizem ter sido mais violenta que o primeiro choque mas menos prolongado. Um terceiro choque, já mais suave, sentiu-se às 12,00 horas.

Cerca também das 10,00 horas, coincidindo com a primeira réplica, as vagas de um tsunami gerado aquando do choque das 9,40 horas, chegavam a Lisboa. As águas do Tejo desceram inicialmente, levando consigo os barcos ancorados junto ao cais. Em seguida, começaram a subir de nível, galgaram as paredes do cais e avançaram pela Baixa de Lisboa trazendo um mar de espuma e fazendo um ruído tremendo. Esta onda, avaliada em 15 metros de altura, entrou pela baixa mais de 500 metros. Quando o nível das águas regressou ao seu normal deixou a terra lavada. Muitos dos sobreviventes das casas colapsadas não puderam escapar às ondas do maremoto.

O tsunami sentiu-se não só nas costas portuguesas (no Algarve as ondas chegaram a atingir uma altura de 30 metros) mas também ao sudoeste de Espanha, norte de África, nas Ilhas Britânicas e na Holanda. Em Creston Ferry, perto de Plymouth (Inglaterra), as águas subiram às 16,00 horas: dois barcos que estavam a seco a metro e meio da água, ficaram "afundados" em lama. Demorou cerca de 8 minutos para a água voltar ao seu normal e para os barcos voltarem a flutuar. Também nas costas do continente americano o tsunami se fez sentir. Assim, em Antígua, a 6000 km de Lisboa, a primeira onda do tsunami chegou cerca de 10 horas depois (19.30h, hora de Lisboa). Aqui as variações do nível das águas sentiram-se durante 2 horas e meia, tendo a onda mais alta cerca de 3,50m.

Perto da Alfândega de Lisboa, um molhe construído com grandes blocos de mármore serviu de abrigo a alguns sobreviventes do primeiro choque. Como a primeira réplica e o tsunami ocorreram ao mesmo tempo, o molhe afundou-se com a enorme multidão em cima dele. Pequenas embarcações também foram "chupadas". Dias depois, um exame ao local revelou que não havia o mais pequeno vestígio do molhe, barco ou pessoas. Isto é o chamado fenómeno de liquefacção de materiais lodosos e argilosos.

A distâncias superiores a 1000 km as ondas sísmicas embalaram as águas de lagos, rios e portos, de uma maneira rítmica. Observou-se isto na Suíça, Inglaterra, Escócia, Finlândia e Suécia. Na Escócia, a 2000 km de distância, as águas do lago Lomond oscilaram com amplitudes de mais de 60 cm durante mais de hora e meia. A 3000 km, no rio Dal a norte de Estocolmo, ainda se fizeram sentir estas oscilações.»

Inquérito elaborado pelo Marquês de Pombal com vista a perceber a dimensão do sismo de 1755

1º. – *A que horas principiou o terremoto do primeiro de Novembro e que tempo durou?*

2º. – *Se se percebeu que fosse maior o impulso de uma parte que de outra? Do norte para sul, ou pelo contrário, e se parece que caíram mais ruínas para uma que para outra parte?*

3º. – *Que número de casas arruinaria em cada freguesia, se havia nela edifícios notáveis, e o estado em que ficaram.*

4º. – *Que pessoas morreram, se algumas eram distintas?*

5º. – *Que novidade se viu no mar, as fontes e nos rios?*

6º. – *Se a maré vazou primeiro, ou encheu, a quantos palmos cresceu mais do ordinário, quantas vezes se percebeu o fluxo, ou refluxo extraordinário e se se reparou, que tempo gastava em baixar a água, e quanto a tornar a encher?*

7º. – *Se abriu a terra algumas bocas, o que nelas se notou, e se rebentou alguma fonte de novo?*

8º. – *Que providências se deram imediatamente em cada lugar pelo Eclesiástico, pelos militares e pelos Ministros?*

9º. – *Que terremotos têm repetido depois do primeiro de Novembro, em que tempo e que dano têm feito?*

10º. – *Se há memória de que em algum tempo houvesse outro Terremoto e que dano fez em cada lugar?*

11º. – *Que número de pessoas tem cada Freguesia, declarando, se pode ser, quantas há de cada sexo?*

12º. – *Se se experimentou alguma falta de mantimentos?*

13º. – *Se houve incêndio, que tempo durou, e que dano fez?*

Extra – Se padeceu alguma ruína no terremoto de 1755 e em quê e se já está reparado.

Carta endereçada ao Presidente da República em 2014 sobre o novo pacote de Reabilitação Urbana

“Excelentíssimo Senhor
Presidente da República Portuguesa
Doutor Aníbal Cavaco Silva

Assunto: Carta aberta sobre riscos e oportunidades do novo pacote de Reabilitação Urbana. Pedido de ponderação do exercício do poder de veto, nos termos dos artigos 134º e 137º da Constituição da República Portuguesa

Consideramos ser nosso dever de cidadania pôr ao serviço de Portugal os conhecimentos académicos e a experiência profissional que Portugal nos proporcionou. Sentimos o dever de consciência de cooperar com as instituições democráticas e com a comunidade nas nossas áreas de conhecimento. O nosso único objectivo é contribuir para evitar consequências trágicas no futuro, para a população e a economia, de opções políticas imperfeitas à luz do actual conhecimento científico.

Dirigimo-nos, pois, a Vossa Excelência, consideradas as especiais funções do Presidente da República na defesa do interesse supremo de Portugal e na protecção da população. Acreditamos que o fará, sempre, não apenas em defesa desses valores no presente, mas também com sentido histórico e de futuro.

Julgamos reunidas fortíssimas razões de substância, mas também formais, para o novo pacote de reabilitação urbana, aprovado em Conselho de Ministros no dia 20 de Fevereiro, merecer de Vossa Excelência o exercício do poder de veto, nos termos dos artigos 134º e 137º da Constituição da República Portuguesa, enquanto não incluir também a componente do reforço sísmico. A comunidade científica já fez uma proposta concreta a este respeito, que se anexa a esta carta.

Portugal, como documentado historicamente, é alvo recorrente de terremotos de grande poder destrutivo. O território continental e os Açores sofreram, no passado, fortes abalos sísmicos. A recorrência destes fenómenos, é uma certeza científica. O grande terremoto de 1755 pode repetir-se a qualquer momento, bem como outros sismos susceptíveis de matar milhares de pessoas, como o de 1531. No território continental, a região de Lisboa, a grande malha urbana dos vales do Tejo e do Sado, o Alentejo e o Algarve são especialmente vulneráveis a sismos de maior intensidade.

Os sismos são inevitáveis e infelizmente imprevisíveis. No entanto, as suas trágicas consequências, em vidas humanas e destruição do património, podem ser evitadas. A engenharia tem hoje soluções para garantir a resistência da generalidade dos edifícios a fenómenos sísmicos. O factor decisivo é a qualidade da construção. A comparação dos estragos provocados por sismos recentes, de intensidade semelhante, ilustra como nenhum outro facto do nosso tempo o valor da prevenção. Compare-se o sismo ocorrido na Turquia em 1999, que provocou mais de 30 mil mortos, ou a recente catástrofe no Haiti, com os estragos moderados provocados por recorrentes sismos de magnitude comparável em países bem preparados, como o Japão e os EUA.

Em Portugal, a comunidade científica, com a participação modesta mas empenhada dos signatários, nas últimas décadas cooperou intensamente com os governos e a Assembleia da República no sentido de serem adoptadas políticas de mitigação das consequências dos terremotos.

A Resolução da Assembleia da República Nº 102/2010, aprovada por unanimidade, constituiu um avanço histórico na abordagem de Portugal ao problema. Nessa Resolução, os deputados de todas as forças políticas apresentaram várias recomendações estratégicas, com as quais não só estamos

de acordo como consideramos de concretização urgente. Entre elas, a Assembleia da República recomendou ao Governo que “assegure a obrigatoriedade de segurança estrutural anti-sísmica nos programas de reabilitação urbana existentes ou a criar, conforme a sua localização nas zonas do mapa de risco sísmico e vertidas nos planos de ordenamento de âmbito municipal”. A Lei 32/2012, de 14 de Agosto, no seu artigo 51º, estipula também que as obras de reabilitação “*observem as opções de construção adequadas à segurança estrutural e sísmica*” dos edifícios intervencionados.

No campo das razões formais, os diplomas citados têm seguramente grande interesse para o bom julgamento de Vossa Excelência quanto à promulgação ou devolução ao Governo, para melhor ponderação, do pacote legislativo da reabilitação urbana. O regime excepcional aprovado em Conselho de Ministros contraria a Recomendação da Assembleia da República 102/2010 e concretiza de forma muito imperfeita o avanço civilizacional preconizado na Lei 32/2012. Na prática, inviabiliza-o.

Nos termos do comunicado oficial do Conselho de Ministros, os diplomas consagram uma série de dispensas às normas previstas no Regulamento Geral das Edificações Urbanas, “*a aplicar à reabilitação de edifícios ou de fracções, concluídos há pelo menos 30 anos ou localizados em áreas de reabilitação urbana, sempre que estejam afectos ou se destinem a afectar total ou predominantemente ao uso habitacional*”. O critério adoptado destina-se, apenas, a assegurar “*a habitabilidade do edificado reabilitado*”. A segurança estrutural, nomeadamente sísmica, continua a ser dispensada nas intervenções de reabilitação urbana, uma das lacunas mais graves do nosso ordenamento jurídico.

As declarações públicas de responsáveis do Governo confirmam os nossos receios. O Senhor Ministro Ambiente, Ordenamento do Território e da Energia, informou ao jornal Público que o novo regime “*permite reduzir o custo da reabilitação dos edifícios em 30 a 40%*”. Este objectivo, se levasse em conta o reforço estrutural, só poderá ser alcançado em parte dos edifícios a reabilitar. Confrontado directamente com esta questão, o Senhor Secretário de Estado do Ordenamento confirmou ao Jornal de Notícias que o reforço estrutural dos prédios a intervir seria “*o modelo óptimo, mas de grande dificuldade de adaptação à realidade*”. Esta afirmação não resiste a uma análise custo-benefício. A experiência demonstra que na maioria dos casos os acréscimos de custos devidos a reforço sísmico variam entre 20 e 100 euros por metro quadrado, sendo o valor dos bens que se pretendem proteger, os edifícios a reabilitar e o seu recheio, normalmente de 700 euros por metro quadrado ou mais. A justa e natural preocupação de reanimar a economia no curto prazo excluiu a preocupação mais estrutural, com a prevenção, presente na Resolução da Assembleia da República. Nos termos do comunicado oficial, o grande objectivo é “*responder às necessidades e recursos de hoje, num edificado já existente e que importa recuperar tornando-o atractivo e capaz de gerar riqueza agora e no futuro*”.

O divórcio com o preconizado pela Assembleia da República é flagrante, mas importa agora tratar as questões de substância. Na prática, o que este regime vai permitir é que milhares de prédios perigosos, hoje desabitados, venham a ser objecto de remodelações a fim de serem ocupados por milhares de famílias sem consciência do risco. Portanto, a vulnerabilidade da população e o número de mortos provocados pelo próximo grande sismo subirão proporcionalmente ao sucesso do programa. Esta conclusão não é especulativa. O simulador do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, uma das melhores ferramentas do Mundo na previsão de danos, estima a ocorrência de 17 mil a 27 mil mortos quando se repetir o terramoto de 1755.

Está em causa o princípio da confiança no Estado. Um cidadão comum, quando decide habitar um prédio licenciado, não imagina que a sua resistência possa ser quase nula a uma ameaça real como um sismo. A falta regulamentação adequada da Lei 32/2012 vai multiplicar o equívoco de uma falsa sensação de segurança, patrocinada pelo Estado. Fará, também, algum sentido gerar

agora riqueza que será destruída em poucos segundos no futuro? Na prática, este pacote vai incentivar a expansão no mercado habitacional de prédios vulneráveis, em lugar de melhorar a resistência média do património edificado. A ameaça sísmica é, de resto, a maior ameaça à economia portuguesa, precisamente devido à vulnerabilidade das infra-estruturas. Como refere o Prof. António Nogueira Leite, estima-se que a repetição do terramoto de 1755 terá um impacto directo na economia semelhante a um ano de PIB (livro Sismos e Edifícios, cap. 13).

Senhor Presidente da República,
Excelência,

A Assembleia da República deu a Portugal outro grande exemplo. O reforço sísmico foi incluído no projecto de remodelação do Palácio de São Bento. Tratou-se de uma intervenção de grande envergadura, mas que não excedeu 30% dos custos totais da obra. É uma boa notícia para todos os portugueses que a sede do poder legislativo não seja mais vulnerável ao próximo grande sismo, garantindo a segurança de todos os representantes eleitos pelo povo português. Esse exemplo deve ser seguido, a começar nos outros edifícios estratégicos a cargo do Estado, como ministérios, hospitais, escolas ou quartéis de bombeiros, muitos deles em condições de grande vulnerabilidade.

O bom critério de obra da Assembleia da República, numa Democracia, não pode deixar de ser aplicado na construção civil. A população portuguesa tem iguais direitos à segurança e à integridade física.

Quando o próximo grande sismo ocorrer todos se recordarão do que tiver sido decidido agora. Portugal passa por graves dificuldades. Estamos certos que apesar disso as suas instituições democráticas saberão merecer ser recordadas no futuro sem ressentimento e amargura - antes com profundo respeito, por terem ousado escolher o caminho seguro.”

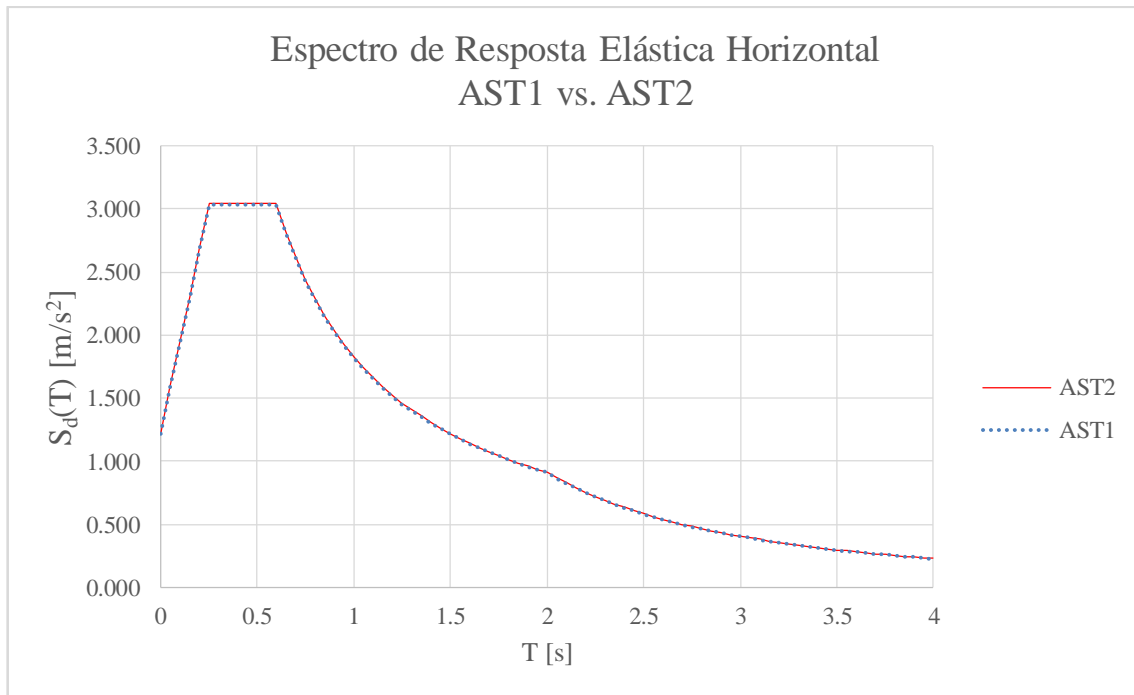
Anexo B

O presente anexo serve de apoio ao capítulo 4 do presente trabalho.

Na tabela que se segue, apresentam-se os Espectros de Resposta para a Acção Sísmica tipo 1 e tipo 2:

T(s)	AST1	AST2	T(s)	AST1	AST2
	S _e (m/s ²)	S _e (m/s ²)		S _e (m/s ²)	S _e (m/s ²)
0	1.213	1.219	2.05	0.866	0.870
0.05	1.577	1.584	2.1	0.825	0.829
0.1	1.941	1.950	2.15	0.787	0.791
0.15	2.305	2.316	2.2	0.752	0.755
0.2	2.668	2.681	2.25	0.719	0.722
0.25	3.032	3.047	2.3	0.688	0.691
0.3	3.032	3.047	2.35	0.659	0.662
0.35	3.032	3.047	2.4	0.632	0.635
0.4	3.032	3.047	2.45	0.606	0.609
0.45	3.032	3.047	2.5	0.582	0.585
0.5	3.032	3.047	2.55	0.560	0.562
0.55	3.032	3.047	2.6	0.538	0.541
0.6	3.032	3.047	2.65	0.518	0.521
0.65	2.799	2.813	2.7	0.499	0.502
0.7	2.599	2.612	2.75	0.481	0.483
0.75	2.426	2.438	2.8	0.464	0.466
0.8	2.274	2.285	2.85	0.448	0.450
0.85	2.140	2.151	2.9	0.433	0.435
0.9	2.022	2.031	2.95	0.418	0.420
0.95	1.915	1.924	3	0.404	0.406
1	1.819	1.828	3.05	0.391	0.393
1.05	1.733	1.741	3.1	0.379	0.380
1.1	1.654	1.662	3.15	0.367	0.368
1.15	1.582	1.590	3.2	0.355	0.357
1.2	1.516	1.523	3.25	0.344	0.346
1.25	1.456	1.463	3.3	0.334	0.336
1.3	1.400	1.406	3.35	0.324	0.326
1.35	1.348	1.354	3.4	0.315	0.316
1.4	1.300	1.306	3.45	0.306	0.307
1.45	1.255	1.261	3.5	0.297	0.298
1.5	1.213	1.219	3.55	0.289	0.290
1.55	1.174	1.179	3.6	0.281	0.282
1.6	1.137	1.143	3.65	0.273	0.274
1.65	1.103	1.108	3.7	0.266	0.267
1.7	1.070	1.075	3.75	0.259	0.260
1.75	1.040	1.045	3.8	0.252	0.253
1.8	1.011	1.016	3.85	0.245	0.247
1.85	0.983	0.988	3.9	0.239	0.240
1.9	0.958	0.962	3.95	0.233	0.234
1.95	0.933	0.937	4	0.227	0.229
2	0.910	0.914			

Comparação entre o espectro da AST1 e a AST2



Na tabela seguinte apresentam-se o período, a frequência e a frequência angular dos 100 primeiros modos da estrutura em análise.

Período e Frequência dos Modos de Vibração				
Modo	T	f	ω	λ
-	(s)	Hz	(rad/s)	(rad/s) ²
1	0,486793	20,543	12,907	166,6
2	0,474557	21,072	13,24	175,3
3	0,371837	26,893	16,898	285,53
4	0,349766	28,591	17,964	322,7
5	0,31297	31,952	20,076	403,04
6	0,302596	33,047	20,764	431,16
7	0,289383	34,556	21,712	471,43
8	0,273532	36,559	22,971	527,65
9	0,24004	4,166	26,176	685,16
10	0,2391	41,824	26,279	690,56
11	0,216792	46,127	28,983	839,99
12	0,209846	47,654	29,942	896,52
13	0,209497	47,733	29,992	899,51
14	0,20782	48,119	30,234	914,08
15	0,197073	50,743	31,883	1016,5
16	0,196327	50,936	32,004	1024,2
17	0,192506	51,946	32,639	1065,3
18	0,190502	52,493	32,982	1087,8
19	0,184993	54,056	33,964	1153,6
20	0,177243	5,642	35,449	1256,7

Período e Frequência dos Modos de Vibração				
Modo	T	f	ω	λ
-	(s)	Hz	(rad/s)	(rad/s) ²
21	0,176769	56,571	35,545	1263,4
22	0,17496	57,156	35,912	1289,7
23	0,169026	59,162	37,173	1381,8
24	0,167268	59,784	37,564	1411
25	0,164012	60,971	38,309	1467,6
26	0,163106	6,131	38,522	1483,9
27	0,158664	63,026	39,601	1568,2
28	0,15647	6,391	40,156	1612,5
29	0,155236	64,418	40,475	1638,2
30	0,154899	64,558	40,563	1645,4
31	0,153699	65,062	40,88	1671,1
32	0,152546	65,554	41,189	1696,5
33	0,151357	66,069	41,512	1723,3
34	0,149241	67,006	42,101	1772,5
35	0,147152	67,957	42,699	1823,2
36	0,146751	68,143	42,815	1833,2
37	0,146092	6,845	43,008	1849,7
38	0,142323	70,262	44,147	1949
39	0,141475	70,684	44,412	1972,4
40	0,141176	70,833	44,506	1980,8
41	0,140236	71,308	44,804	2007,4
42	0,136836	7,308	45,918	2108,4
43	0,136577	73,219	46,005	2116,4
44	0,135624	73,733	46,328	2146,3
45	0,134255	74,485	46,8	2190,3
46	0,133747	74,768	46,978	2207
47	0,131972	75,774	47,61	2266,7
48	0,1303	76,746	48,221	2325,3
49	0,129985	76,932	48,338	2336,6
50	0,128814	77,631	48,777	2379,2
51	0,128665	77,721	48,834	2384,7
52	0,12859	77,767	48,862	2387,5
53	0,127865	78,208	49,139	2414,7
54	0,127756	78,274	49,181	2418,8
55	0,12454	80,296	50,451	2545,3
56	0,123606	80,902	50,832	2583,9
57	0,123267	81,125	50,972	2598,2
58	0,122167	81,855	51,431	2645,2
59	0,121476	82,321	51,724	2675,3
60	0,121321	82,426	51,79	2682,2
61	0,120813	82,772	52,007	2704,8

Período e Frequência dos Modos de Vibração				
Modo	T	f	ω	λ
-	(s)	Hz	(rad/s)	(rad/s) ²
62	0,12064	82,891	52,082	2712,5
63	0,118178	84,618	53,167	2826,7
64	0,117865	84,843	53,308	2841,8
65	0,11754	85,078	53,456	2857,5
66	0,116946	8,551	53,727	2886,6
67	0,116885	85,554	53,755	2889,6
68	0,116185	8,607	54,079	2924,6
69	0,116076	86,151	54,13	2930,1
70	0,115967	86,231	54,181	2935,5
71	0,115838	86,327	54,241	2942,1
72	0,115596	86,508	54,355	2954,4
73	0,11489	87,039	54,688	2990,8
74	0,113288	8,827	55,462	3076
75	0,112868	88,599	55,668	3099
76	0,112437	88,938	55,882	3122,8
77	0,111757	8,948	56,222	3160,9
78	0,110566	90,444	56,827	3229,4
79	0,109585	91,253	57,336	3287,4
80	0,109008	91,737	57,64	3322,3
81	0,108381	92,267	57,973	3360,9
82	0,107927	92,655	58,217	3389,2
83	0,10627	9,41	59,125	3495,7
84	0,106053	94,292	59,246	3510,1
85	0,105273	94,991	59,685	3562,3
86	0,104101	96,061	60,357	3642,9
87	0,103849	96,293	60,503	3660,6
88	0,103506	96,613	60,704	3684,9
89	0,103035	97,054	60,981	3718,7
90	0,103014	97,074	60,994	3720,2
91	0,102556	97,508	61,266	3753,5
92	0,102486	97,575	61,308	3758,7
93	0,102251	97,798	61,449	3775,9
94	0,101358	9,866	61,99	3842,7
95	0,101004	99,006	62,207	3869,7
96	0,100738	99,268	62,372	3890,2
97	0,099913	10,009	62,887	3954,7
98	0,099443	10,056	63,184	3992,2
99	0,099129	10,088	63,384	4017,5
100	0,099035	10,097	63,444	4025,1

Na tabela seguinte apresentam-se os factores de participação de massa para cada um dos modos de vibração apresentados na tabela anterior.

Factores de Participação de massa por modo de vibração									
Modo	T	U_x	U_y	U_z	Σ(U_x)	Σ(U_y)	Σ(U_z)	R_z	ΣR_z
-	(s)	-	-	-	-	-	-	-	-
1	0.4868	0.0198	0.2971	0.0001	0.0198	0.2971	0.0001	0.0768	0.0768
2	0.4746	0.0720	0.1223	0.0002	0.0918	0.4194	0.0002	0.0209	0.0978
3	0.3718	0.0090	0.1533	0.0002	0.1008	0.5727	0.0005	0.0069	0.1046
4	0.3498	0.0002	0.0001	0.0029	0.1010	0.5728	0.0034	0.0001	0.1047
5	0.3130	0.0000	0.1234	0.0000	0.1010	0.6962	0.0034	0.0871	0.1918
6	0.3026	0.0000	0.0012	0.0002	0.1010	0.6973	0.0035	0.0003	0.1921
7	0.2894	0.0290	0.0196	0.0009	0.1300	0.7169	0.0044	0.0015	0.1936
8	0.2735	0.0000	0.0000	0.0000	0.1300	0.7169	0.0044	0.0000	0.1936
9	0.2400	0.0000	0.0012	0.0003	0.1300	0.7181	0.0047	0.0053	0.1989
10	0.2391	0.0001	0.0652	0.0001	0.1301	0.7833	0.0049	0.3014	0.5003
11	0.2168	0.0003	0.0000	0.0003	0.1304	0.7833	0.0052	0.0000	0.5003
12	0.2098	0.0000	0.0000	0.0023	0.1304	0.7833	0.0075	0.0006	0.5010
13	0.2095	0.0000	0.0000	0.0003	0.1304	0.7833	0.0077	0.0001	0.5011
14	0.2078	0.0002	0.0000	0.0293	0.1306	0.7833	0.0370	0.0016	0.5026
15	0.1971	0.0000	0.0000	0.0000	0.1306	0.7833	0.0370	0.0000	0.5026
16	0.1963	0.0096	0.0076	0.0000	0.1403	0.7909	0.0370	0.0425	0.5451
17	0.1925	0.0000	0.0001	0.0030	0.1403	0.7909	0.0400	0.0004	0.5455
18	0.1905	0.0000	0.0000	0.0005	0.1403	0.7909	0.0405	0.0000	0.5455
19	0.1850	0.0001	0.0001	0.0008	0.1404	0.7910	0.0413	0.0010	0.5465
20	0.1772	0.0019	0.0001	0.0024	0.1423	0.7911	0.0437	0.0787	0.6252
21	0.1768	0.0001	0.0002	0.0015	0.1424	0.7913	0.0452	0.1259	0.7511
22	0.1750	0.0000	0.0000	0.0000	0.1424	0.7913	0.0452	0.0007	0.7518
23	0.1690	0.0000	0.0000	0.0015	0.1424	0.7913	0.0468	0.0002	0.7520
24	0.1673	0.0000	0.0000	0.0002	0.1424	0.7913	0.0470	0.0001	0.7521
25	0.1640	0.0000	0.0000	0.0000	0.1424	0.7913	0.0470	0.0000	0.7521
26	0.1631	0.0001	0.0005	0.0000	0.1425	0.7919	0.0470	0.0004	0.7525
27	0.1587	0.0002	0.0000	0.0001	0.1427	0.7919	0.0470	0.0000	0.7525
28	0.1565	0.0010	0.0001	0.0012	0.1437	0.7920	0.0483	0.0003	0.7527
29	0.1552	0.0002	0.0005	0.0000	0.1439	0.7925	0.0483	0.0005	0.7532
30	0.1549	0.0000	0.0000	0.0026	0.1439	0.7925	0.0509	0.0000	0.7532
31	0.1537	0.0001	0.0015	0.0003	0.1440	0.7940	0.0512	0.0001	0.7534
32	0.1525	0.0000	0.0000	0.0000	0.1440	0.7940	0.0512	0.0000	0.7534
33	0.1514	0.0000	0.0000	0.0003	0.1441	0.7940	0.0515	0.0000	0.7534
34	0.1492	0.0000	0.0000	0.0003	0.1441	0.7940	0.0518	0.0000	0.7534
35	0.1472	0.0000	0.0000	0.0000	0.1441	0.7940	0.0518	0.0000	0.7534
36	0.1468	0.0005	0.0000	0.0000	0.1446	0.7940	0.0518	0.0000	0.7534
37	0.1461	0.0000	0.0000	0.0000	0.1446	0.7940	0.0518	0.0000	0.7534
38	0.1423	0.0000	0.0000	0.0000	0.1446	0.7940	0.0518	0.0000	0.7534
39	0.1415	0.0434	0.0000	0.0001	0.1880	0.7940	0.0519	0.0000	0.7534

Factores de Participação de massa por modo de vibração									
Modo	T	U_x	U_y	U_z	Σ(U_x)	Σ(U_y)	Σ(U_z)	R_z	ΣR_z
-	(s)	-	-	-	-	-	-	-	-
40	0.1412	0.0000	0.0000	0.0091	0.1880	0.7940	0.0610	0.0000	0.7534
41	0.1402	0.0005	0.0000	0.0000	0.1885	0.7940	0.0610	0.0000	0.7534
42	0.1368	0.0342	0.0000	0.0029	0.2227	0.7941	0.0640	0.0002	0.7536
43	0.1366	0.1680	0.0000	0.0000	0.3907	0.7941	0.0640	0.0014	0.7550
44	0.1356	0.1871	0.0001	0.0014	0.5778	0.7942	0.0654	0.0003	0.7554
45	0.1343	0.0008	0.0001	0.0000	0.5785	0.7943	0.0654	0.0003	0.7556
46	0.1337	0.0198	0.0000	0.0005	0.5983	0.7943	0.0659	0.0000	0.7557
47	0.1320	0.0000	0.0000	0.0005	0.5983	0.7943	0.0664	0.0000	0.7557
48	0.1303	0.0000	0.0000	0.0000	0.5983	0.7943	0.0664	0.0000	0.7557
49	0.1300	0.0000	0.0000	0.0000	0.5984	0.7943	0.0664	0.0000	0.7557
50	0.1288	0.0000	0.0030	0.0000	0.5984	0.7973	0.0664	0.0016	0.7573
51	0.1287	0.0003	0.0003	0.0007	0.5987	0.7976	0.0671	0.0001	0.7573
52	0.1286	0.0001	0.0081	0.0012	0.5988	0.8056	0.0683	0.0049	0.7622
53	0.1279	0.0028	0.0007	0.0030	0.6016	0.8064	0.0714	0.0010	0.7632
54	0.1278	0.0054	0.0000	0.0038	0.6070	0.8064	0.0752	0.0002	0.7633
55	0.1245	0.0000	0.0000	0.0022	0.6070	0.8064	0.0774	0.0000	0.7634
56	0.1236	0.0000	0.0000	0.0016	0.6070	0.8065	0.0789	0.0000	0.7634
57	0.1233	0.0000	0.0000	0.0000	0.6071	0.8065	0.0789	0.0000	0.7634
58	0.1222	0.0001	0.0000	0.0017	0.6072	0.8065	0.0806	0.0000	0.7634
59	0.1215	0.0002	0.0000	0.0003	0.6073	0.8065	0.0809	0.0000	0.7634
60	0.1213	0.0032	0.0000	0.0038	0.6105	0.8065	0.0846	0.0000	0.7634
61	0.1208	0.0015	0.0000	0.0003	0.6121	0.8065	0.0850	0.0000	0.7634
62	0.1206	0.0000	0.0000	0.0000	0.6121	0.8065	0.0850	0.0000	0.7634
63	0.1182	0.0016	0.0089	0.0002	0.6137	0.8154	0.0852	0.0000	0.7634
64	0.1179	0.0001	0.0068	0.0000	0.6138	0.8222	0.0852	0.0006	0.7640
65	0.1175	0.0000	0.0081	0.0001	0.6138	0.8304	0.0853	0.0038	0.7677
66	0.1169	0.0000	0.0001	0.0002	0.6138	0.8304	0.0856	0.0000	0.7678
67	0.1169	0.0000	0.0000	0.0053	0.6138	0.8304	0.0908	0.0000	0.7678
68	0.1162	0.0000	0.0000	0.0002	0.6138	0.8304	0.0910	0.0000	0.7678
69	0.1161	0.0001	0.0008	0.0000	0.6139	0.8312	0.0911	0.0003	0.7680
70	0.1160	0.0001	0.0068	0.0000	0.6140	0.8380	0.0911	0.0012	0.7693
71	0.1158	0.0000	0.0000	0.0000	0.6140	0.8380	0.0911	0.0000	0.7693
72	0.1156	0.0000	0.0000	0.0008	0.6140	0.8380	0.0919	0.0000	0.7693
73	0.1149	0.0004	0.0014	0.0001	0.6144	0.8394	0.0920	0.0004	0.7697
74	0.1133	0.0032	0.0004	0.0000	0.6176	0.8399	0.0920	0.0003	0.7699
75	0.1129	0.0151	0.0000	0.0020	0.6327	0.8399	0.0940	0.0000	0.7700
76	0.1124	0.0046	0.0000	0.0002	0.6373	0.8399	0.0942	0.0000	0.7700
77	0.1118	0.0006	0.0000	0.0048	0.6378	0.8399	0.0990	0.0000	0.7700
78	0.1106	0.0000	0.0001	0.0002	0.6378	0.8400	0.0992	0.0000	0.7700
79	0.1096	0.0001	0.0195	0.0012	0.6380	0.8595	0.1003	0.0080	0.7779
80	0.1090	0.0000	0.0076	0.0009	0.6380	0.8671	0.1012	0.0030	0.7810
81	0.1084	0.0000	0.0015	0.0000	0.6380	0.8685	0.1012	0.0003	0.7812

Factores de Participação de massa por modo de vibração									
Modo	T	U_x	U_y	U_z	Σ(U_x)	Σ(U_y)	Σ(U_z)	R_z	ΣR_z
-	(s)	-	-	-	-	-	-	-	-
82	0.1079	0.0006	0.0001	0.0045	0.6386	0.8686	0.1058	0.0000	0.7813
83	0.1063	0.0000	0.0000	0.0000	0.6386	0.8686	0.1058	0.0000	0.7813
84	0.1061	0.0005	0.0000	0.0009	0.6391	0.8687	0.1067	0.0000	0.7813
85	0.1053	0.0002	0.0000	0.0106	0.6393	0.8687	0.1173	0.0000	0.7813
86	0.1041	0.0000	0.0000	0.0000	0.6393	0.8687	0.1173	0.0000	0.7813
87	0.1038	0.0008	0.0001	0.0004	0.6402	0.8688	0.1177	0.0000	0.7813
88	0.1035	0.0000	0.0000	0.0001	0.6402	0.8688	0.1178	0.0000	0.7813
89	0.1030	0.0000	0.0000	0.0010	0.6402	0.8688	0.1187	0.0000	0.7813
90	0.1030	0.0000	0.0000	0.0000	0.6402	0.8688	0.1188	0.0000	0.7813
91	0.1026	0.0000	0.0002	0.0000	0.6402	0.8690	0.1188	0.0001	0.7814
92	0.1025	0.0000	0.0000	0.0066	0.6402	0.8690	0.1254	0.0000	0.7814
93	0.1023	0.0001	0.0000	0.0006	0.6403	0.8690	0.1260	0.0000	0.7814
94	0.1014	0.0000	0.0000	0.0012	0.6403	0.8690	0.1272	0.0000	0.7814
95	0.1010	0.0001	0.0001	0.0002	0.6404	0.8691	0.1274	0.0007	0.7821
96	0.1007	0.0000	0.0000	0.0018	0.6404	0.8691	0.1291	0.0000	0.7821
97	0.0999	0.0000	0.0000	0.0018	0.6404	0.8691	0.1309	0.0000	0.7821
98	0.0994	0.0000	0.0000	0.0011	0.6404	0.8691	0.1320	0.0000	0.7821
99	0.0991	0.0000	0.0000	0.0000	0.6404	0.8691	0.1320	0.0000	0.7821
100	0.0990	0.0001	0.0000	0.0000	0.6405	0.8691	0.1320	0.0000	0.7821

Bibliografia

- legria da Silva, P. (2007). *Reforço Sísmico de Edifícios de Betão Armado Engenharia Civil*. Instituto Superior Técnico.
- Andrade, H. (2011). Caracterização de Edifícios Antigos - Edifícios «Gaioleiros», 1–144.
- Appleton, J. (2013). *Estruturas de Betão*. (Orion, Ed.) (1ª Edição).
- Azevedo, V. (2005, Outubro 22). Um grande sismo no século XXI. *Expresso*. Lisboa. Obtido de http://expresso.sapo.pt/dossies/dossiest_actualidade/dos_sismos_portugal/um-grande-sismo-no-seculo-xxi=f553551
- Brum, M. (2014). *Verificação da segurança à acção sísmica de um colégio em Ponta Delgada usando o Eurocódigo 8 - parte 3*.
- Cóias, V. (2007). *Reabilitação Estrutural de Edifícios Antigos: Alvenaria e Madeira - Técnicas Pouco Intrusivas* (2ª Edição). Lisboa: Argumentum.
- Cóias, V. (2010). A Reabilitação do Edificado de Lisboa e o Risco Sísmico. *Reabilitar 2010 - Encontro Nacional*, 1–17.
- Comité Europeu Para a Normalização. NP EN 1998-3: Disposições para Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes, Parte 3 – Avaliação e Reforço de Edifícios (2004). Lisboa.
- Comité Europeu Para a Normalização. NP EN 1990: Bases para o projecto de estruturas (2009). Lisboa.
- Comité Europeu Para a Normalização. NP EN 1991-1: Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios (2009). Lisboa.
- Comité Europeu Para a Normalização. NP EN 1992-1: Projecto de estruturas de betão. Regras gerais e regras para edifícios (2010). Lisboa.
- Comité Europeu Para a Normalização. NP EN 1993-1-1: Projecto de estruturas de aço. Regras gerais e regras para edifícios (2010). Lisboa.
- Comité Europeu Para a Normalização. NP EN 1998-1: Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios (2010). Lisboa.
- Comunicações, M. das O. P. T. e. Regulamento de Segurança e Acções.
- Correia dos Santos, A., Brazão Farinha, M., & Brazão Farinha, J. P. (2010). *Tabelas Técnicas*. Lisboa: Edições Técnicas, Lda.

- CSI America. (2014). SAP2000 - Structural Analysis Program. Berkeley, USA.
- Delgado, J. L. (2013). *Avaliação sísmica de um edifício crítico em alvenaria Engenharia Civil*. Instituto Superior Técnico.
- Dhatt, G., Touzot, G., & Lefrançois, E. (2012). *Finite Element Method* (1ª edição). Londres: ISCTE, Ltd.
- Estatística, I. N. de. (2001). *Censos*.
- Estatística, I. N. de. (2011). *Censos*.
- Exploração, M. da I. E. e. Regulamento de Segurança e Acções em estruturas de Edifícios e Pontes (1983). Lisboa.
- FEMA. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (2000). Washington, DC. Obtido de <http://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:Prestandard+and+commentary+for+the+seismic+rehabilitation+of+buildings#0>
- FEMA. (2006). *Designing for Earthquakes - A Manual for Architects*.
- Figueira, R. M. S. e A. C. G. (2011). *Os pequenos teatros de Lisboa na transição dos séculos XIX-XX. Sugestões para a recuperação e valorização do Belém Clube*. Universidade de Évora.
- França, J. A. (1987). *Lisboa Pombalina e o Iluminismo*. (B. Editora, Ed.).
- Henriques da Silva, R. (1997). *Lisboa Romântica Urbanismo e Arquitectura, 1777-1874*.
- IPMA. (2014). Escalas Sísmicas. Obtido de <http://www.ipma.pt/pt/enciclopedia/geofisica/escalas.macro/index.html>
- Lamego, P. (2007). *Avaliação de técnicas construtivas utilizadas na reabilitação sísmica de edifícios de alvenaria de pedra*. Instituto Superior Técnico, IST.
- Lamego, P. (2014). *Reforço Sísmico de Edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco*. Universidade do Minho.
- LNEC, N. (2005a). Como se medem os sismos. Obtido 1 de Março de 2015, de http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/mede_sismo.html
- LNEC, N. (2005b). Evolução das tipologias construtivas em Portugal. Obtido 1 de Março de 2015, de http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/evol_tipol.html
- LNEC, N. (2005c). O que são Sismos? Obtido de <http://www->

- ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/o_que_sao_sismos.html
- LNEC, N. (2005d). Onde e porque acontecem sismos? Obtido 1 de Março de 2015, de http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/onde_sismo.html
- LNEC, N. (2005e). Resistência e vulnerabilidade sísmica dos edifícios. Obtido 20 de Maio de 2003, de <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/vulnerabilidade.html>
- LNEC, N. (2005f). Risco sísmico em Portugal. Obtido 20 de Maio de 2003, de http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/risco_sismico.html
- LNEC, N. (2005g). Sismicidade e Tectónica em Portugal. Obtido 1 de Março de 2015, de <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/tectonica.html>
- Mendes, P. (2012). *Dinâmica de Estruturas - Folhas de apoio*.
- Moreira de Mendonça, J. J. (1758). *História Universal dos Terremotos que tem havido no Mundo, de que há notícia desde a sua criação até ao século presente*. Lisboa.
- NTC. Norme Tecniche per le Costruzioni (2008).
- Ortolani, B. (2012). *ANALISI E INTERVENTI STRUTTURALI SU EDIFICI IN MURATURA secondo le NTC 2008*. Pistoia.
- Paisana dos Santos Lopes, M., Delgado, R., Fonseca, J. D., Sousa Oliveira, C., Rio Tinto de Azevedo, J., Bento, R., ... Casanova, A. (2008). *Sismos e Edifícios* (1ª Edição). Lisboa: Edições Orion.
- Pereira, O. J. B. a. (2000). *Análise De Estruturas I Introdução Ao Método Dos Elementos Finitos Na Análise De Problemas Planos De Elasticidade*. Lisboa.
- Pinho, F. F. S. (2007). *Paredes de Alvenaria ordinária. Estudo experimental com modelos simples e reforçados*. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia.
- Reis, R. (2013). *Elementos de apoio às aulas de Engenharia Sísmica*.
- Ressano Garcia, F. (1989). *Lisboa de Frederico Ressano Garcia, 1874-1909*.
- Ribeiro, J. P. (1993). *Plantas Topográficas de Lisboa, Atlas de Lisboa*.
- Rodrigues, M. J. M. (1979). *Tradição, transição e mudança: A produção do espaço urbano na Lisboa oitocentista*.
- Romão, X., Arêde, A., Guedes, J., Costa, A., Paupério, E., Costa, A., ... Rodrigues, H. (sem data). *Sismo de L'Aquilla - Ensinaamentos para Portugal (Observações Gerais da Visita)*.

- Santos de Carvalho, E., & Mardel, C. (1909). Planta de Lisboa arruinada pelo terramoto de 1755. Obtido 21 de Março de 2015, de <http://purl.pt/index/cart/PT/index.html>
- Senos, M. L., & Carrilho, F. (2003). Sismicidade de Portugal Continental. *Física de la Tierra*, 93–110. Obtido de C:\Users\Usuario\Desktop\PhD\Papers\Senos M.L., Carrilho F. - Sismicidade do Portugal Continental.PDF
- Silva, Á. F. da. (1996). A construção residencial em Lisboa: Evolução e estrutura empresarial (1860-1930). *Análise Social*, 31(136-137), 599–629.
- SPES, S. P. de E. S. (2006a). Arquivos. Obtido 1 de Março de 2015, de <https://sites.google.com/site/spessismica/downloads>
- SPES, S. P. de E. S. (2006b). Sismo de 1 Novembro de 1755. Obtido 1 de Março de 2015, de <http://www.spes-sismica.org/p1755.htm>
- Telo Gonçalves, C. (2012). *Transformação na configuração e apropriação da casa - Estudo de um edifício da transição para o século XX do Bairro Camões, em Lisboa*. Instituto Superior Técnico.
- United Nations, U. (2013). World population projected to reach 9.6 billion by 2050. Obtido 20 de Maio de 2003, de <http://www.un.org/en/development/desa/news/population/un-report-world-population-projected-to-reach-9-6-billion-by-2050.html>
- World Population 1950-2050*. (2009).