

LILIANA CATARINA LOURENÇO MONTEIRO

**CARATERIZAÇÃO E ANÁLISE SÍSMICA DA PASSAGEM
SUPERIOR DO CAMPO GRANDE**

DISSERTAÇÃO

Orientador: Professor Doutor Elói João Faria Figueiredo

Co-orientadora: Professora Ana Isabel Mera Marques

Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias

Faculdade de Engenharia

Lisboa

2018

LILIANA CATARINA LOURENÇO MONTEIRO

**CARATERIZAÇÃO E ANÁLISE SÍSMICA DA PASSAGEM
SUPERIOR DO CAMPO GRANDE**

Dissertação defendida em provas públicas para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil na especialização de Construção e Estruturas no curso em Engenharia Civil, conferindo pela Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias no dia 29/11/2018, perante o júri, nomeado pelo Despacho de Nomeação nº 282/2018, de 07 de Setembro de 2018, com a seguinte composição:

Orientador: Prof. Doutor Elói João Faria Figueiredo

Co-Orientador: Prof. Ana Isabel Mera Marques

Presidente: Prof. Doutor Francisco Faria Ferreira

Arguente: Prof. Doutor Paulo Xavier Candeias

Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias

Faculdade de Engenharia

Lisboa

2018

"Eu não falhei, apenas descobri 10.000 maneiras que não funcionam!"

Thomas Edison

À minha família

Agradecimentos

Em primeiro lugar, com profunda admiração, gostaria de deixar os meus sinceros agradecimentos aos meus orientadores Professor Doutor Elói Figueiredo e Professora Ana Marques, pelo apoio, incentivo, dedicação e disponibilidade ao longo do percurso académico e em especial nestes últimos meses em que foram incansáveis no esclarecimento de dúvidas e na ajuda a ultrapassar as dificuldades que surgiram no desenrolar deste trabalho.

Gostaria de agradecer também ao Engenheiro Gilbran Leonardi pela disponibilidade, apoio e amizade que foram imprescindíveis na conclusão desta dissertação.

A interação com o colega Vasco Miguel Serrano Bernardo foi bastante vantajosa, principalmente no que diz respeito a questões relacionadas com o programa de análise utilizado nesta dissertação.

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

Agradeço ainda, aos meus colegas e amigos, aos que partilhei incalculáveis experiências nestes anos de discência e desenvolvimento e aos que me apoiaram no desenvolvimento deste trabalho, dando força e incentivo para a sua conclusão.

Resumo

Um sismo manifesta-se por libertações de energia a partir do interior da terra, obtidas pelo movimento das placas tectónicas. A este fenómeno reúne-se um conjunto de caraterísticas, tais como: frequência, localização, magnitude e intensidade, que são registadas ao longo de um período de tempo numa dada região. A correta quantificação da ação sísmica, bem como a correta definição dos efeitos da mesma nas estruturas, são importantes para evitar o colapso das mesmas durante a ocorrência de sismos bem como para garantir um bom comportamento das mesmas durante a ocorrência de sismos de magnitude moderada. O Eurocódigo 8 quantifica a ação sísmica numa dada região e preconiza metodologias de dimensionamento (mais detalhadas em comparação ao RSA e REBAP), que vêm ajudar na obtenção de resultados mais refinados relativamente aos comportamentos dinâmico e sismo-resistente das estruturas.

Assim, no presente trabalho foi feita uma análise sísmica à Passagem Superior Pedonal (PSP) do Campo Grande, situada junto à Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias, recorrendo à utilização de um programa de cálculo automático de estruturas, visto que atualmente este tipo de ferramentas são fundamentais para a análise e o dimensionamento de estruturas.

A análise sísmica consistiu nas seguintes fases: (i) desenvolvimento de modelos numéricos de elementos finitos para a fase de projeto e para a fase de serviço, devidamente calibrados de acordo com os resultados obtidos da análise modal experimental efetuada na PSP; (ii) comparação da resposta do tabuleiro sob diversos registos sísmicos obtidos nas últimas décadas; foram obtidos espectros de resposta para cada cenário e confrontados com os espectros de resposta regulamentares; (iii) comparação das acelerações espetrais elásticas de acordo com o RSA e EC8, bem como dos esforços internos, de acordo com as condições de massa e rigidez da estrutura definidas em projeto e em serviço; e (iv) verificação da segurança das ligações do tabuleiro aos pilares.

Palavras chave: Método dos elementos finitos, Análise dinâmica, Espectros de resposta, Análise sísmica, Análise modal

Abstract

An earthquake is manifested by releases of energy from the interior of the earth, obtained by the movement of tectonic plates. This phenomenon includes a set of characteristics such as: frequency, location, magnitude and intensity, which are recorded over a period of time in a given region. The correct quantification of the seismic action, as well as the correct definition of the effects of the same in the structures, are important to avoid the collapse of the structures during the occurrence of exceptional earthquakes as well as to guarantee a good behavior of the same ones during the occurrence of earthquakes of moderate magnitude. Eurocode 8 quantifies the seismic action in a given region and recommends sizing methodologies (more detailed in comparison to RSA and REBAP), which help to obtain more refined results regarding the dynamic and earthquake-resistant behavior of the structures.

Thus, in the present work a seismic analysis was made to the Pedestrian overpass (PO) of Campo Grande, located next to the Lusófona University of Humanities and Technologies, using a program of automatic calculation of structures, since these are currently fundamental tools for the analysis and the dimensioning of structures.

The seismic analysis consisted of the following phases: (i) development of numerical models of finite elements for the design phase and for the service phase, duly calibrated according to the results obtained from the experimental modal analysis carried out in the PO; (ii) comparison of the response of the board under several seismic records obtained in the last decades; response spectra were obtained for each scenario and were compared with regulatory response spectra; (iii) comparison of elastic sprung accelerations according to RSA and EC8, as well as internal stresses, according to the conditions of mass and rigidity of the structure defined in design and in service; and (iv) checking the safety of the tray connections to the abutments.

Keywords: Finite element method, Dynamic analysis, Answers spectra, Seismic analysis, Modal analysis

Índice de Texto

Agradecimentos	I
Resumo	III
Abstract	V
Índice de Figuras	XI
Índice de Quadros	XVII
Abreviaturas e Siglas	XIX
Símbolos	XIX
1 Introdução	1
1.1 Enquadramento temático	4
1.2 Objetivos.....	4
1.3 Organização do trabalho	5
2 Dinâmica Estrutural e Regulamentação Sísmica.....	7
2.1 Considerações iniciais.....	7
2.2 Fundamentos da análise dinâmica das estruturas.....	7
2.2.1 Sistemas de 1GL.....	7
2.2.2 Sistemas de n GL.....	13
2.3 Evolução das normas regulamentares existentes em Portugal.....	17
2.3.1 Preconizações do RSA	18
2.3.2 Verificação da segurança de acordo com o RSA	22
2.3.3 Preconizações do EC8.....	24
2.3.4 Verificação da segurança de acordo com o EC8	33
2.4 Considerações finais	34
3 Comportamento Sísmico das Estruturas.....	35
3.1 Considerações iniciais.....	35

3.2	Comportamento de estruturas sob a ação de dos sismos.....	36
3.2.1	Lisboa em 1755	36
3.2.2	Faial em 1998	38
3.2.3	Califórnia - Northridge em 1994	39
3.2.4	El Centro, Califórnia.....	40
3.2.5	México em 1985	42
3.2.6	Peru – Pisco em 2007	44
3.2.7	China – Sichuan em 2008	45
3.3	Métodos experimentais de caracterização estrutural após a ocorrência de ações sísmicas ...	47
3.3.1	Métodos não destrutivos	47
3.3.2	Métodos destrutivos.....	50
3.4	Erros frequentes praticados em obras de passagens superiores pedonais	51
3.5	Risco sísmico da freguesia do Campo Grande.....	58
3.6	Comportamento sísmico do caso de estudo	60
3.7	Considerações finais.....	60
4	Caraterização da Passagem Superior Pedonal do Campo Grande	63
4.1	Considerações iniciais	63
4.2	Descrição do caso de estudo em fase de projeto	64
4.3	Levantamento das diferenças geométricas.....	68
4.4	Ensaio de caracterização dinâmica.....	69
4.4.1	Descrição do equipamento de monitorização	69
4.4.2	Descrição dos ensaios dinâmicos.....	70
4.4.3	Identificação experimental das frequências e modos de vibração	71
4.5	Modelação numérica	74
4.5.1	Introdução	74
4.5.2	Modelação plana com elementos finitos de barra.....	74
4.5.2.1	Modelo de projeto.....	74
4.5.2.2	Modelo calibrado	78
4.5.3	Modelação com elementos finitos de casca.....	79

4.5.4	Discussão de resultados.....	82
4.6	Considerações finais	83
5	Análise Sísmica da Passagem Superior do Campo Grande.....	85
5.1	Considerações iniciais.....	85
5.2	Repota estrutural sob vários cenários sísmicos	86
5.2.1	Sistema de 1 GL	86
5.2.2	Repota sísmica do tabuleiro	86
5.2.3	Comparação dos espectros de resposta elástica dos cenários com os regulamentares	88
5.3	Análise das acelerações espectrais regulamentares	88
5.3.1	Aceleração espectral elástica de acordo com o EC8	89
5.3.1.1	Componente horizontal	89
5.3.1.2	Componente vertical.....	91
5.3.2	Aceleração espectral elástica de acordo com o RSA	92
5.3.2.1	Componente horizontal	92
5.3.2.2	Componente vertical.....	93
5.3.3	Comparação: EC8 e RSA	93
5.4	Análise dos esforços e deslocamentos sísmicos regulamentares	94
5.4.1	De acordo com o EC8	94
5.4.1.1	Direção horizontal	94
5.4.1.2	Direção vertical	96
5.4.2	De acordo com o RSA.....	98
5.4.2.1	Direção horizontal	98
5.4.2.2	Direção vertical	99
5.4.3	Comparação: EC8 e RSA	101
5.5	Verificação dos critérios de segurança das ligações	102
5.6	Considerações finais	107
6	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	109
6.1	Conclusões	109

6.2	Desenvolvimentos Futuros.....	110
	Bibliografia.....	111
	Anexo 1 - Memória descritiva e justificativa	I
	Anexo 2 - Peças desenhadas PSP	XXXV

Índice de Figuras

Figura 1.1 - Tectónica de placas - Portugal (Peixoto, 2011)	1
Figura 1.2 - Sismo de 1755 (escala de <i>Mercalli</i>) (Lusa, 2016)	2
Figura 2.1 - Sistemas de 1 grau de liberdade (Delgado & Arêde, 2000)	8
Figura 2.2 - Vibração livre sem amortecimento de sistemas de 1GL (Delgado & Arêde, 2000).....	10
Figura 2.3 - Estruturas assimiláveis a osciladores com 1 grau de liberdade. (Delgado & Arêde, 2000)	10
Figura 2.4 - Vibração livre com amortecimento de sistemas de 1GL (Delgado & Arêde, 2000)	11
Figura 2.5 - Graus de liberdade: a) para um sistema de forças qualquer; b) para um sistema de forças horizontais (Delgado & Arêde, 2000)	13
Figura 2.6 - Massa concentrada só na direção dos graus de liberdade (Delgado & Arêde, 2000)	14
Figura 2.7 - Componentes da rigidez a considerar para a) deslocamento unitário em u_1 e b) deslocamento unitário em u_2 (Delgado & Arêde, 2000).....	15
Figura 2.8 - Delimitação das zonas sísmicas do território continental (R.S.A., 1983)	19
Figura 2.9 - Espetros de resposta correspondente à zona A para o terreno tipo I (R.S.A., 1983)	21
Figura 2.10 - Espetros de resposta correspondente à zona A para o terreno tipo II (R.S.A., 1983).....	21
Figura 2.11 - Espetros de resposta correspondente à zona A para o terreno tipo III (R.S.A., 1983)	21
Figura 2.12 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (EC8, 2010)	26
Figura 2.13 - Zonamento sísmico no arquipélago da Madeira – Ação sísmica do Tipo 1 (EC8, 2010) 26	
Figura 2.14 - Zonamento sísmico do arquipélago dos Açores – Ação sísmica do Tipo 2 (EC8, 2010) 27	
Figura 2.15 - Espetro de resposta elástico segundo o EC8	29
Figura 2.16 - Espetros de resposta elástica do tipo 1 (esquerda) e do tipo 2 (direita) recomendados para os tipos de terreno de A a E (EC8, 2010).....	30
Figura 3.1 - Carta isossista do sismo de 1755 em Lisboa (Nascimento, 2014).....	37
Figura 3.2 - Carta isossista das zonas afetadas pelo sismo de 1755 (Santos J. T., 2013).....	37
Figura 3.3 - Acelerograma gerado através do evento de Lisboa	38
Figura 3.4 - Carta isossista do sismo de 1998 nos Açores (Sismologia, 2010).....	38
Figura 3.5 - Acelerograma gerado através do evento do Faial.....	39
Figura 3.6 - Queda do tabuleiro vista de baixo (Delgado & Silva, 2009).....	40
Figura 3.7 - Deslocamentos excessivos do tabuleiro (Delgado & Silva, 2009)	40
Figura 3.8 - Insuficiente resistência à solicitação axial (Delgado & Silva, 2009)	40
Figura 3.9 - Localização de El Centro (Wikipedia, 2018)	41
Figura 3.10 - Acelerograma gerado através do evento de El Centro.....	42
Figura 3.11 - Localização do abalo Sísmico de 1985 no México (USGS, México Earthquake, 2003) 43	

Figura 3.12 - Localização dos abalos Sísmicos de Setembro de 2017 no México (USGS, Earthquake, 2017).....	43
Figura 3.14 - Localização do abalo Sísmico de Agosto de 2007 no Perú-Pisco (Atty, 2011).....	44
Figura 3.15 - Danos nas infraestruturas rodoviárias com o abalo sísmico no Perú (Martin, 2017)	45
Figura 3.16 - Danos nos encontros entre tabuleiros, danos nos apoios e deslocamentos dos mesmos (Costa, Ferreira, & Oliveira, 2010).....	46
Figura 3.17 - Colapso de ponte em alvenaria de pedra por rotura do arco central	46
Figura 3.18 - Ponte de Baihua após o sismo (Costa, Ferreira, & Oliveira, 2010)	47
Figura 3.19 - Zona curva do tabuleiro que colapsou com marcação da falha (Costa, Ferreira, & Oliveira, 2010).....	47
Figura 3.20 - Exemplo de um sistema de emissão e aquisição de impulsos por ultrassom (Soares, 2014).....	48
Figura 3.21 - Método não destrutivo ultrassom (Oliveira, s.d.).....	48
Figura 3.22 - Esquema representativo da técnica radiográfica (Soares, 2014).....	49
Figura 3.23 - Rotura do encontro devido à má compactação do aterro (Priestley, Seible, & Calvi, 2007)	52
Figura 3.24 - Reforço de armadura transversal insuficiente (Guerreiro, 2011).....	52
Figura 3.25 - Problemas de rutura por consola curta (Guerreiro, 2011).....	53
Figura 3.26 - Vazios e zonas porosas (I.S.T., 2002).....	53
Figura 3.27 - Segregação do betão (Weber, 2018)	53
Figura 3.28 - Erros de geometria (I.S.T., 2002)	54
Figura 3.29 - Descontinuidades visíveis no betão (I.S.T., 2002).....	54
Figura 3.30 - Tipos de fissuras por meio de excesso de cargas e deficiências de cálculo (I.S.T., 2002)	55
Figura 3.31 - Fragmentação do betão (I.S.T., 2002).....	55
Figura 3.32 - Assentamentos diferenciais nas fundações (Pinto, 2012)	55
Figura 3.33 - Variação da temperatura (I.S.T., 2002).....	56
Figura 3.34 - Deslocamento excessivo no apoio (Guerreiro, 2011)	56
Figura 3.35 - Passagem superior pedonal em Miami - Flórida (Notícias, s.d.)	57
Figura 3.36 - Colapso da PSP em Miami atingindo várias viaturas que circulavam na via inferior (Notícias, s.d.).....	57
Figura 3.37 - Pilar que sofreu alterações em fase de projeto e que levou à rotura da ligação pilar-tabuleiro (Notícias, s.d.)	58
Figura 3.38 - Carta de intensidades máximas em Portugal continental, escala de <i>Mercalli</i> (Metereologia)	58
Figura 3.39 - Carta de distribuição de intensidades para o cenário sísmico de Lisboa	59

Figura 4.1 - Localização do Campo Grande em Portugal Continental (livre, 2008).....	64
Figura 4.2 - Passagem Superior Pedonal do Campo Grande (Google, s.d.).....	64
Figura 4.3 - Alçado frontal da estrutura (Memória Descritiva, Junho 2000).....	65
Figura 4.4 -Secção transversal da viga (dimensões em cm) com representação dos cabos de pré-esforço (Memória Descritiva, Junho 2000).....	66
Figura 4.5 - Esquema da secção transversal do tabuleiro projetada.....	66
Figura 4.6 - Esquema da secção transversal com pormenor das ligações Laje-Viga (Memória Descritiva, Junho 2000).....	67
Figura 4.7 - Secção transversal do pilar e respetivo apoio do tabuleiro (Memória Descritiva, Junho 2000)	67
Figura 4.8 - Ligação viga-pilar simplesmente apoiada	68
Figura 4.9 - Sistema de aquisição utilizado na campanha experimental.....	70
Figura 4.10 - Posicionamento dos acelerogramas	70
Figura 4.11 – Ensaio 1 - Dados de aceleração de cada sensor (Santos A. , 2016)	71
Figura 4.12 - Ensaio 2 - Dados de aceleração de cada sensor (Santos A. , 2016).....	72
Figura 4.13 - Densidade espectral de potência referente do Ensaio 1 (Santos A. , 2016).....	72
Figura 4.14 - Densidade espectral de potência do Ensaio 2 (Santos A. , 2016).....	73
Figura 4.15 - Passagem superior com a definição das secções	74
Figura 4.16 - Secção das vigas após ajuste da geometria.....	75
Figura 4.17 - Pilar da passagem superior pedonal.....	76
Figura 4.18 - Pilar em elemento de barra no programa de cálculo automático	76
Figura 4.19 - Configuração do primeiro modo de vibração, obtido através do modelo plano não calibrado	77
Figura 4.20 - Configuração do segundo modo de vibração, obtido através do modelo plano não calibrado	77
Figura 4.21 - Configuração do terceiro modo de vibração, obtido através do modelo plano não calibrado	77
Figura 4.22 - Configuração do primeiro modo de vibração, obtido através do modelo plano calibrado	78
Figura 4.23 - Configuração do segundo modo de vibração, obtido através do modelo plano calibrado.....	78
Figura 4.24 – Configuração do terceiro modo de vibração, obtido através do modelo plano calibrado.....	79
Figura 4.25 - Secção transversal da viga elaborada no programa de cálculo.....	80
Figura 4.26 - Representação gráfica das lajes L1 e L2	80
Figura 4.27 - Configuração do primeiro modo de vibração, obtido através do modelo numérico com elementos de casca	81

Figura 4.28 - Configuração do segundo modo de vibração, obtido através do modelo numérico com elementos de casca	81
Figura 4.29 - Configuração do terceiro modo de vibração, obtido através do modelo numérico com elementos de casca	81
Figura 5.1 - Sistema equivalente a um oscilador de 1 GL, para análise sísmica da PSP, sob vários cenários sísmicos.	86
Figura 5.2 - Acelerações horizontais ao nível do solo registadas nos sismos de: (a) Lisboa de 1775, (b) El Centro em 1940 e (c) Faial em 1998.....	86
Figura 5.3 - Deslocamentos horizontais ao nível do tabuleiro estimados para os sismos de: (a) Lisboa de 1775, (b) El Centro em 1940 e (c) Faial em 1998	87
Figura 5.4 - Acelerações horizontais ao nível do tabuleiro estimadas para os sismos de: (a) Lisboa de 1775, (b) El Centro em 1940 e (c) Faial em 1998	87
Figura 5.5 - Comparação dos espectros de resposta elástica regulamentares (EC8 e RSA) com os obtidos para os três cenários sísmicos (Lisboa, El Centro e Faial)	88
Figura 5.6 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 1 (EC8), no 1º modo de vibração (modelo de projeto)	95
Figura 5.7 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 2 (EC8) , no 1º modo de vibração (modelo de projeto)	95
Figura 5.8 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 1 (EC8), no 1º modo de vibração (modelo calibrado).....	95
Figura 5.9 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 2 (EC8), no 1º modo de vibração (modelo calibrado).....	95
Figura 5.10 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 1 (EC8), no 2º modo de vibração (modelo de projeto)	96
Figura 5.11 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 2 (EC8), no 2º modo de vibração (modelo de projeto)	96
Figura 5.12 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 1 (EC8), no 2º modo de vibração (modelo calibrado).....	97
Figura 5.13 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 2 (EC8), no 2º modo de vibração (modelo calibrado).....	97
Figura 5.14 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 1 (RSA), no 1º modo de vibração (modelo de projeto)	98
Figura 5.15 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 2 (RSA), no 1º modo de vibração (modelo de projeto)	98
Figura 5.16 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 1 (RSA), no 1º modo de vibração (modelo calibrado).....	98

Figura 5.17 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 2 (RSA), no 1º modo de vibração (modelo calibrado).....	99
Figura 5.18 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 1 (RSA), no 2º modo de vibração (modelo de projeto)	100
Figura 5.19 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 2 (RSA), no 2º modo de vibração (modelo de projeto)	100
Figura 5.20 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 1 (RSA), no 2º modo de vibração (modelo calibrado).....	100
Figura 5.21 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 2 (RSA), no 2º modo de vibração (modelo calibrado).....	101
Figura 5.22 - Efeito de ferrolho (Elliott, 2002)	103
Figura 5.23 - Ilustração dos aparelhos de apoio na PSP em estudo na presente dissertação (Memória Descritiva, Junho 2000).....	105
Figura 5.24 - Comportamento de um aparelho de apoio em Neoprene simples quando solicitado por uma ação horizontal (Camposinhos, 2014)	106

Índice de Quadros

Quadro 1.1- Comparação aproximada entre intensidades e magnitudes sísmicas (Nossa, 2010).....	2
Quadro 2.1 - Coeficiente de sismicidade	19
Quadro 2.2 - Tipos de terreno preconizados pelo RSA.....	20
Quadro 2.3 - Densidades espectrais de potência de aceleração da direção x para a zona A, $S(f)$ (f: Hz; $S(f): (cm/s^2)^2/Hz$).....	20
Quadro 2.4 - Aceleração máxima de referência agR (m/s^2) nas várias zonas sísmicas (EC8, 2010)...	27
Quadro 2.5 - Tipo de Terreno preconizado pelo EC8	28
Quadro 2.6 - Classe de importância para pontes (EC8, 2010)	32
Quadro 2.7 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2 (EC8, 2010).....	32
Quadro 2.8 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico vertical para a ação sísmica tipo 1 e 2 (EC8, 2010)	33
Quadro 4.1 - Síntese das diferenças entre o que foi projetado e o que foi executado	69
Quadro 4.2 - Frequências de vibração experimentais da estrutura (Santos A. , 2016).....	73
Quadro 4.3 - Propriedades gerais da secção das vigas longitudinais utilizadas no programa de cálculo automático	75
Quadro 4.4 - Frequências obtidas através do modelo plano não calibrado	77
Quadro 4.5 - Frequências obtidas através do modelo plano calibrado	79
Quadro 4.6 - Frequências obtidas através do modelo de elementos finitos de casca 3D	81
Quadro 4.7 - Síntese das frequências obtidas nos modelos estudados e comparação com campanha experimental.....	82
Quadro 5.1 - Deslocamentos e acelerações horizontais máximas no tabuleiro para os três cenários sísmicos	87
Quadro 5.2 - Resumo dos períodos e das frequências naturais referentes aos modelos de projeto e calibrado	89
Quadro 5.3 - Definição da aceleração de referência agR na zona de Lisboa.....	89
Quadro 5.4 - Parâmetros definidores dos espectros de resposta elástica, para os sismos tipos 1 e 2 (EC8 quadro NA - 3.2/3.3)	90
Quadro 5.5 - Parâmetros definidores dos espectros de resposta elástica, para os sismos tipos 1 e 2 (EC8 quadro NA - 3.2/3.3)	91
Quadro 5.6 - Aceleração espectral elástica máxima (tipo 1 e tipo 2), de acordo com o EC8 e o RSA...	94
Quadro 5.7 - Síntese dos deslocamentos e reações para os sismos tipo 1 e tipo 2 (EC8)	96

Quadro 5.8 - Síntese dos deslocamentos e reações para o sismo tipo 1 e 2 (EC8).....	97
Quadro 5.9 - Síntese dos deslocamentos e reações para os sismos tipo 1 e tipo2 (RSA).....	99
Quadro 5.10 - Síntese dos deslocamentos e esforços para os sismos tipo 1 e tipo 2 (RSA)	101
Quadro 5.11 - Comparação dos deslocamentos e dos esforços para ambos os regulamentos (EC8 e RSA)	102
Quadro 5.12 - Síntese de resultados das verificações feitas à força de corte máxima nos ferrolhos na direção FX	105

Abreviaturas e Siglas

ULHT - Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias

EC# - Eurocódigo#

RSA - Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

RSEP - Regulamento de solicitações em edifícios e pontes

CEN - Comité europeu da normalização

PS - Passagem superior

PSP - Passagem superior pedonal

PO - Pedestrian overpass

G - Cargas permanentes

Q - Cargas variáveis

n - Número indeterminado

GL - Graus de Liberdade

REV - Revestimentos

SC - Sobrecarga

PP - Peso próprio

PTV - Princípio dos trabalhos virtuais

MEF - Método dos elementos finitos

ELS - Estado Limite Último de Serviço

ELU - Estado Limite Último de Utilização

Símbolos

a_g - Aceleração de projeto em rocha para um terreno tipo A

a_{gR} - Aceleração máxima de referência

A_c - Área de betão

α_v - Parâmetro para a classe de ferrolho 4.6

C_u - Coeficiente de resistência ao corte não drenada do solo

c - Amortecimento

Δt - Discretização temporal

E_c - Módulo de elasticidade do betão

E_s - Módulo de elasticidade do aço

e - Espessura da laje

F_b - Força de corte sísmica na base
 f - Frequência
 f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à tração
 f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
 f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência do aço
 f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço
 F_{xx} - Força de corte sísmica na base segundo o eixo x
 F_{yy} - Força de corte sísmica na base segundo o eixo y
 F_e - Força elástica
 F_i - Força de inércia
 F_a - Força de amortecimento
 F - Força externa
 f_{ub} - Resistência última do parafuso
 Φ - Diâmetro
 h - Altura dos pilares
 I - Momento de inércia em relação ao centro de gravidade da secção
 K - Rigidez da estrutura
 $\underline{K}$ - Matriz de rigidez da estrutura
 L - Vão do tabuleiro
 $\underline{M}$ - Matriz de massa da estrutura
 m - Massa total do edifício
 M_{Ed} - Valor de cálculo do momento atuante
 M_{Rd} - Valor de cálculo do momento resistente
 M - Momento
 N - Esforço axial
 N_{spt} - Número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica
 $\underline{\phi}_n$ - Matriz de deslocamentos modais
 $P_{(DLR)}$ - Probabilidade de excedência em 100 anos
 P_p - Peso das cargas permanentes
 P_{tcp} - Peso das restantes cargas permanentes
 Q_k - Valor da sobrecarga distribuída
 q - Coeficiente de comportamento
 RCP - Restante carga permanente
 S - Fator do tipo de terreno de fundação
 S_d - Valor de cálculo do esforço atuante
 R_d - Valor de cálculo do esforço resistente

SC - Sobrecarga total

S_a - Espectro de resposta elástico horizontal em função do tempo - RSA

S_{va} - Espectro de resposta elástico vertical em função do tempo - RSA

$S_e(T)$ - Espectro de resposta elástico horizontal em função do tempo - EC8

$S_{ve}(T)$ - Espectro de resposta elástico vertical em função do tempo - EC8

$T_{(DLR)}$ - Período de retorno de 95 anos

T - Período de vibração dum sistema de um grau de liberdade

T_B - Limite inferior do ramo espectral de aceleração constante

T_C - Limite superior do ramo espectral de aceleração constante

T_D - Valor definidor do início do ramo de deslocamento constante

σ_s - Tensão de tração nos ferrolhos

u - Deslocamento

$\dot{u}$ - Velocidade

$\ddot{u}$ - Aceleração

$\dot{u}_0$ - Velocidade inicial

u_0 - Deslocamento inicial

V - Esforço transversal

$U_{s,30}$ - Valor médio da velocidade de propagação de ondas S nos 30 m superiores do perfil do solo para deformações por corte iguais ou inferiores a 10^{-5}

$\underline{W}_n$ - Matriz de frequência angular da estrutura

w - Frequência angular

γ_1 - Coeficiente de importância

γ_g - Coeficiente de segurança relativo às ações permanentes

γ_q - Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis

γ_b - Peso volúmico de betão

γ_{Rd} - Coeficiente associado à incerteza do valor da força de corte resistente

γ_{M2} - Coeficiente parcial de segurança quanto à resistência dos ferrolhos

η - Fator de correção do amortecimento (com um valor de referência =1 para 5% de amortecimento viscoso)

λ - Fator de correção

$\psi_{E,i}$ - Coeficiente de combinação para a ação variável i

ζ - Coeficiente de amortecimento viscoso

1 Introdução

A terra estremece cerca de um milhão de vezes por ano, segundo estimativas (Instituto Português do Mar e da Atmosfera, 2018). A energia libertada no movimento das placas tectónicas promove a vibração da crosta terrestre à qual chamamos de sismo - atividade esta que se refere à frequência, localização, magnitude, intensidade dos sismos registados ao longo de um período de tempo na mesma região no âmbito do movimento das placas tectónicas. Portugal continental localiza-se na placa euroasiática e as ilhas localizam-se entre a placa euroasiática e a placa africana, limitada a sul pela falha Açores-Gibraltar, como se pode observar na Figura 1.1. Tendo em conta esta consideração, não se pode menosprezar os efeitos da atividade sísmica nas estruturas, especialmente aquelas que estão construídas próximas de zonas com elevada atividade sísmica. O objetivo principal para o dimensionamento de estruturas visa a limitação de danos, evitar o colapso e preservar vidas humanas.



Figura 1.1 - Tectónica de placas - Portugal (Peixoto, 2011)

Apesar da existência de vários sismólogos a dedicar-se à investigação relacionada com a previsão de sismos, até hoje não foi possível desenvolver qualquer método generalizado, que conduza à previsão da data e do local onde ocorrerá um sismo. Sabe-se, contudo, que os sismos continuarão a perturbar a Humanidade e que ocorrerão com mais frequência em regiões onde já se verificaram no

passado (pode-se chamar de período de retorno, ou seja, um intervalo estimado entre ocorrências de igual magnitude do fenómeno).

Em Portugal, o dimensionamento e a verificação da segurança das estruturas em zonas sísmicas são de indiscutível relevância. O último grande sismo, de que há registos, ocorreu no dia 1 de novembro de 1755 (Figura 1.2); no Quadro 1.1 pode-se observar o grau de intensidade da escala de *Mercalli* e grau de magnitude na escala de *Richter*.



Figura 1.2 - Sismo de 1755 (escala de *Mercalli*) (Sismo 1755, 2016)

Quadro 1.1- Comparação aproximada entre intensidades e magnitudes sísmicas (Nossa, Feliciano, & Marques, 2010)

Efeitos caraterísticos	Intensidade aproximada (Escala de <i>Mercalli</i>)	Magnitude aproximada (Escala de <i>Richter</i>)
Destruição quase total ou total	XII	$\geq 8,0$
Destruição muito acentuada	XI	$\geq 7,4$
Grandes danos, torção nos carris das vias férreas	X	7,0 - 7,3
Danos consideráveis em edifícios	VIII – IX	6,2 - 6,9
Ligeiros danos nos edifícios	VI – VII	5,5 – 6,1
Sentido por toda a população	V	4,9 – 5,4
Sentido dentro dos edifícios, podendo levar as pessoas a despertar o sono	IV	4,3 – 4,8
Sentido por um pequeno número de pessoas	II – III	3,5 – 4,2
Não sentido, apenas registado pelos aparelhos	I	2,0 – 3,4

Desde então, com a evolução do conhecimento ao nível do comportamento dinâmico das estruturas, surgiu em 1958 o primeiro regulamento nacional dedicado à engenharia sísmica em Portugal

- *Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos (RSCCS)*, em que as principais disposições do regulamento são:

- Carta de delimitação das zonas de risco sísmico elaborada a partir da carta sísmológica de Portugal e da carta geológica de Portugal;
- Utilização de forças estáticas horizontais calculadas a partir de coeficientes sísmicos altos e simultaneamente reduzidos coeficientes de segurança;
- Utilização simultânea de dois tipos de verificação de segurança, o tradicional com base no cálculo elástico e um novo com base no cálculo à rotura;
- Dimensionamento de edifícios de pequeno porte simplificado ou até mesmo dispensado. (Silva, Candeias, & Coelho, 2012)

Em 1983 surge o Regulamento de *Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes* (RSA), em que as principais disposições do regulamento RSA e o que distingue do RSCCS são:

- Distingue pela primeira vez, a nível nacional, dois tipos de ação sísmica (tipo 1 e tipo 2);
- Os valores característicos da ação dos sismos são quantificados em função da sismicidade da zona em que se situa a construção e da natureza do terreno em que é implantada (coeficiente de sismicidade);
- Especificações quanto à natureza do terreno;
- Introduz na regulamentação portuguesa o coeficiente de comportamento de esforços;
- Recomenda a determinação dos efeitos das ações sísmicas por meio de análises dinâmicas, sendo para o efeito fornecidos espectros de potência e de resposta no respetivo anexo;
- Possibilita o recurso a análises estáticas equivalentes em casos particulares de estruturas de edifícios e pontes “correntes”. (Silva, Candeias, & Coelho, 2012)

Em 1983, surge também o *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado* (REBAP), em que as suas principais disposições são:

- Dispunha de generalidades da conceção das estruturas, dos critérios gerais de segurança, propriedades dos materiais, de algumas ações particulares e de pré-esforço;
- Verificação da segurança quanto os estados limites últimos de resistência e aos estados limites últimos de utilização;
- Disposições de projeto e disposições construtivas, relativas a armaduras, elementos estruturais e a estruturas de ductilidade melhorada;
- Execução de trabalhos (tolerâncias, moldes e cimbres, armaduras ordinárias e de pré-esforço, fabrico, colocação e cura do betão e operações de pré-esforço) e da garantia da qualidade. (Ferreira. & Pipa, 5 de Novembro e 2008)

Na última década do século XX foram criados os Eurocódigos Estruturais (EC), que correspondem a um conjunto de normas para projetos de estruturas de engenharia civil, comuns aos países pertencentes ao *Comité Européen de Normalization* (CEN), com destaque para o Eurocódigo 8 dedicado ao projeto de estruturas para resistência aos sismos.

Apesar da existência destes regulamentos que preconizam parâmetros que quantificam a ação sísmica para o dimensionamento de estruturas, no presente trabalho apenas houve necessidade de aprofundar alguns parâmetros do RSA e do EC8.

1.1 Enquadramento temático

Antes de haver a preocupação com o dimensionamento sísmico, as estruturas eram dimensionadas de acordo com uma análise estática, ou seja, considerando as ações permanentes (G) e as ações variáveis (Q) constantes ao longo do tempo. Estas simplificações no dimensionamento eram fruto de escassez de meios para resolver elevadas quantidades de cálculo numérico envolvido nos algoritmos de análise dinâmica (fenómenos que variam de grandeza: direção, sentido e tempo).

Hoje em dia, com o aumento da regularidade da atividade sísmica no mundo, e sendo Portugal um dos países afetados pelo fenómeno, houve necessidade de haver uma evolução dos programas de cálculo automático tornando-se assim possível o dimensionamento e a análise detalhada das estruturas ao nível sísmico.

Passou a ser de extrema relevância a contabilização, para além das cargas permanentes (entre as quais o peso próprio da estrutura e os revestimentos) de diferentes tipos de ações variáveis, tais como: ação do vento sobre pontes, PS, edifícios altos, vibração consequente do tráfego rodoviário e ferroviário sobre pontes e PS, estes tipos de ações passaram a ser fundamentais para o dimensionamento tipo de qualquer estrutura na atualidade.

Com o avanço do conhecimento sobre análises dinâmicas foi possível obter resultados mais refinados e fidedignos do comportamento das estruturas, o que permite a execução de estruturas de grande porte e de elevada exigência ao nível da sua utilização e segurança.

1.2 Objetivos

O principal objetivo desta dissertação é o estudo da análise sísmica e da análise modal referentes a um caso de estudo – Passagem superior pedonal do Campo Grande.

A análise ao caso de estudo desta dissertação, consiste em fazer um levantamento das características, ao nível dos materiais e da geometria, que estão mencionadas na memória descritiva e justificativa de projeto, de modo a elaborar um modelo no programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis* (ROBOT), fazer uma comparação com os resultados da campanha experimental

realizada com ensaio à vibração ambiental e à posteriori calibrar o modelo de projeto de modo a ajustar os resultados obtidos no modelo numérico aos resultados obtidos nos ensaios de caracterização dinâmica.

Várias soluções de modelação de estruturas são apresentadas neste trabalho, desde o modelo bidimensional ao modelo tridimensional. Recorreu-se unicamente à modelação bidimensional, para fazer uma análise sísmica de modo obter espectros de resposta da estrutura para cenários sísmicos anteriores, nomeadamente Lisboa, Faial e El Centro para avaliar a eficiência da estrutura em locais e acelerações diferentes, contudo estes espectros foram comparados com os espectros regulamentares segundo o EC8 e o RSA.

Foi feita uma análise modal aos modelos bidimensionais de projeto e calibrado, onde inicialmente foram calculadas as acelerações espectrais para ambos os regulamentos (sismo tipo 1 e tipo 2) de modo a tirar conclusões das acelerações mais gravosas entre os mesmos. Posteriormente foram introduzidas no programa de cálculo automático as acelerações espectrais do EC8 e foram introduzidos os espectros de resposta do RSA e foi feita a análise modal da estrutura, esta funcionalidade permitiu observar nas direções x e z os esforços sísmicos ao nível na base dos pilares e do tabuleiro, esta análise permitiu com que fosse feita uma comparação entre os modelos de projeto, entre o modelo calibrado e entre os regulamentos (EC8 e RSA).

1.3 Organização do trabalho

Este trabalho encontra-se organizado em cinco capítulos. No Capítulo 1 foi mencionado o objetivo da dissertação e o enquadramento geral do tema.

No Capítulo 2 é realizada uma breve caracterização do tipo de sistemas estruturais existentes (um grau de liberdade e n graus de liberdade), onde é descrito o método de análise dos dois tipos de sistemas. Nas conclusões foram reunidos diversos erros que se podem observar na execução das passagens superiores pedonais e, nos casos de estruturas pré-fabricadas, os erros praticados nas ligações entre elementos. A evolução dos regulamentos nacionais foi indispensável para o desenvolvimento das estruturas sismo-resistentes, pois todos eles preconizam exigências de modo a fornecer à estrutura uma boa ductilidade e capacidade de dissipação de energia na presença de um abalo sísmico. Não obstante, o EC8 e o RSA foram os regulamentos que estiveram diretamente envolvidos na análise do caso de estudo; deste modo, foi feita uma breve caracterização de ambos (localização, tipo de estrutura, tipo de terreno).

No Capítulo 3 são enumerados acontecimentos que ficaram na história dos maiores desastres relacionados com o fenómeno sísmico, onde são retratados os vários impactos socioeconómicos e perdas de vidas humanas. São descritos vários métodos experimentais da caracterização estrutural, antes e após a ocorrência de um sismo. Foi realizada uma recolha de informação acerca dos erros mais frequentes

praticados em passagens superiores e uma verificação da sismicidade da freguesia do Campo Grande e o risco sísmico da passagem superior pedonal em estudo, em função da sua classe de importância.

No Capítulo 4 é abordado o caso de estudo, nomeadamente a Passagem Superior Pedonal (PSP) do Campo Grande em Lisboa (esta estrutura é caracterizada pela utilização de uma solução pré-fabricada e de rápida execução), onde é feita uma descrição geral da estrutura (geometria, materiais, elementos estruturais) e a definição das ações sobre a mesma. É desenvolvida uma modelação da estrutura através de um modelo numérico de elementos finitos no plano com recurso a um programa de cálculo automático (ROBOT), devidamente calibrado recorrendo a resultados experimentais obtidos no ensaio de caracterização dinâmica da PSP.

No Capítulo 5 é utilizado o modelo bidimensional desenvolvido no capítulo anterior e aplicados diferentes cenários de acontecimentos sísmicos registados nas últimas décadas para se prever o comportamento da PSP do Campo Grande. Foi efetuada a análise do tabuleiro (direção z) e dos pilares (direção x) de modo a determinar os deslocamentos, momentos e forças verticais máximos do tabuleiro e forças horizontais dos pilares e as respetivas respostas estruturais, confrontando-as com espectros de resposta regulamentares (EC8). Não se considerou dispensável uma breve análise às ligações entre elementos estruturais e a verificação da sua resistência ao corte.

Finalmente, o Capítulo 6 apresenta as conclusões finais e sumariza propostas para desenvolvimentos futuros.

2 Dinâmica Estrutural e Regulamentação Sísmica

2.1 Considerações iniciais

O presente capítulo faz uma abordagem à dinâmica de estruturas, de forma a expor o comportamento teórico da dinâmica estrutural. As estruturas são sistemas sujeitos a ações dinâmicas capazes de transmitir esforços que podem variar no tempo. Embora correntemente as estruturas são dimensionadas através de ações pseudo-estáticas, o efeito dinâmico das ações, associado ao sismo e vento, pode não ser desprezado em certo tipo estruturais, tais como edifícios altos, pontes e passagens superiores.

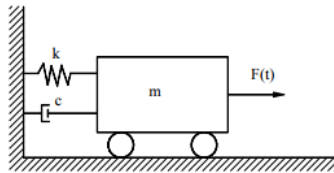
Após o grande abalo sísmico de 1755, houve uma preocupação geral, que consistia na reconstrução da Baixa de Lisboa com uma metodologia de estruturas sismo-resistentes. Esta preocupação foi passando por várias décadas, até que chegámos à publicação dos primeiros regulamentos contra os sismos que se mantêm até aos dias de hoje como a regulamentação nacional da conceção de edifícios e pontes. O EC8 veio normalizar os regulamentos a nível europeu, dedicado ao projeto de estruturas para resistência aos sismos. No presente capítulo foi abordado, relativamente à atividade sísmica, todas as especificações relevantes para a análise do caso de estudo no que diz respeito ao EC8 e ao RSA.

2.2 Fundamentos da análise dinâmica das estruturas

2.2.1 Sistemas de 1GL

Os sistemas de um grau de liberdade (1G.L.), também conhecidos por osciladores de 1GL encontram-se usualmente idealizados na literatura como sistemas constituídos por uma massa, uma mola e um amortecedor, tal como se mostra na Figura 2.1 a). Este modelo fica definido pela massa do corpo

representada por m , pela rigidez do corpo representada por k e pelo amortecimento do corpo representado por c , com um deslocamento $u(t)$ devido a uma força exterior $f(t)$. Associado a este tipo de esquema está o diagrama de corpo livre que estabelece o equilíbrio de forças associado ao modelo como demonstra a Figura 2.1 b). (Delgado & Costa, 1999/2000)



Modelo usualmente idealizado

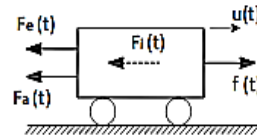


Diagrama que estabelece o equilíbrio de forças

Figura 2.1 - Sistemas de 1 grau de liberdade (Delgado & Costa, 1999/2000)

A partir da ilustração anterior do diagrama de corpo livre na Figura 2.1 b) pode-se verificar que o equilíbrio de forças atuantes no corpo é dado pela equação (1).

$$F_e(t) + F_a(t) + F_i(t) = f(t) \quad (1)$$

Sabendo que a força de amortecimento $F_a(t)$ é proporcional à velocidade $\dot{u}(t)$ e que a força elástica $F_e(t)$ é proporcional ao deslocamento $u(t)$ e a massa m de um corpo sujeita a uma aceleração $\ddot{u}(t)$ desenvolve uma força interna, conhecida como força de inércia $F_i(t)$, que é proporcional e oposta à aceleração, a equação de equilíbrio dinâmico pode ser definida por:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = f(t) \quad (2)$$

Em que m , c e k são constantes ao longo do tempo e podem ser quantidades generalizadas. $f(t)$ representa as forças externas aplicadas ao sistema estrutural (variáveis ao longo do tempo) e $\ddot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$ e $u(t)$ representam as diversas acelerações, velocidades e deslocamentos ao longo do tempo. A equação 2 corresponde a um sistema de uma equação diferencial linear de 2ª ordem a uma incógnita (os deslocamentos $u(t)$). (Delgado & Costa, 1999/2000)

a) Vibração livre do sistema de 1GL sem amortecimento:

A obtenção da frequência natural de vibração de um sistema com 1 GL é usualmente introduzida desprezando-se o efeito do amortecimento do sistema estrutural ($c = 0$) e as forças externas aplicadas à estrutura ($f(t) = 0$) tal como representa a Figura 2.2. Desta forma, a equação de equilíbrio dinâmico pode ser escrita da seguinte forma:

$$m \cdot \ddot{u} + k \cdot u = 0 \quad (3)$$

Uma vez que não existem forças externas aplicadas, a oscilação do sistema é devida apenas às condições iniciais (deslocamento inicial e velocidade inicial), desta forma a resposta em deslocamento $u(t)$ tem de verificar as condições iniciais, dadas por:

$$u(0) = u_0 ; \dot{u}(0) = \dot{u}_0 \text{ para } t = 0 \quad (4)$$

Sendo que,

$$u_0 = A \cos(wt) + B \sin(wt) \quad (5)$$

Em que,

$$w = \sqrt{\frac{k}{m}} \text{ (rad/s)} \quad (6)$$

Em que A e B são valores constantes e w é usualmente definida como a frequência angular natural, que corresponde à frequência que um oscilador com massa m e rigidez k tende a oscilar naturalmente. Associados ao conceito de frequência angular natural temos o período natural de vibração T dado pela equação (7) e frequência natural de vibração f dado pela equação (8), definidos por:

$$T = \frac{2\pi}{w} \text{ (s)} \quad (7)$$

$$f = \frac{1}{T} \text{ (Hz)} \quad (8)$$

Para se obter uma solução particular da equação do movimento dinâmico em vibração livre é necessário definir as constantes A e B através das condições iniciais, como se mostra de seguida:

Para $t = 0$;

$$\begin{aligned} u_0 &= A \cdot \cos 0 + B \cdot \sin 0 \rightarrow A = u_0 \\ &\Rightarrow \\ \dot{u}_0 &= -A \cdot w \cdot \sin 0 + B \cdot w \cdot \cos 0 \rightarrow B = \frac{\dot{u}_0}{w} \end{aligned} \quad (9)$$

Assim, a solução particular passa a ser definida por:

$$u(t) = u_0 \cos(wt) + \frac{\dot{u}_0}{w} \sin(wt) \quad (10)$$

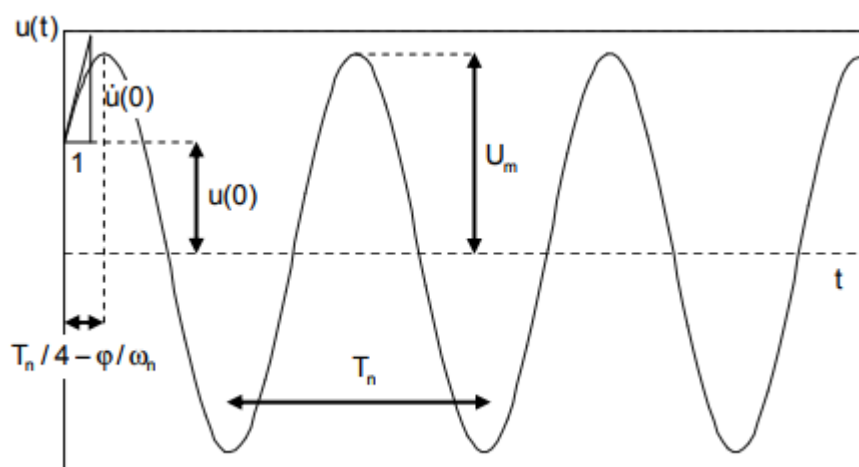


Figura 2.2 - Vibração livre sem amortecimento de sistemas de 1GL (Delgado & Costa, 1999/2000)

Na abordagem que foi feita o sistema de 1GL é idealizado como o modelo físico de um edifício de um piso, tal como se pode observar na Figura 2.3, o qual se entende como o mais adequado para introduzir os conceitos fundamentais da dinâmica de estruturas na ótica da engenharia civil. (Delgado & Costa, 1999/2000)

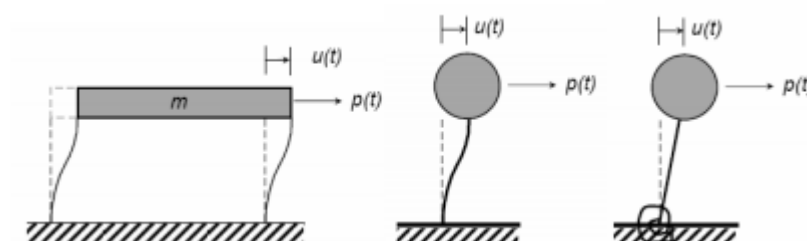


Figura 2.3 - Estruturas assimiláveis a osciladores com 1 grau de liberdade. (Delgado & Costa, 1999/2000)

b) Vibração livre do sistema de 1GL com amortecimento

A vibração livre com amortecimento é a vibração livre de forças exteriores ($f(t)=0$) e com amortecimento não nulo ($c \neq 0$) onde se pode verificar na análise da equação do movimento dinâmico em vibração livre com amortecimento (11) e representada na Figura 2.4:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = 0 \quad (11)$$

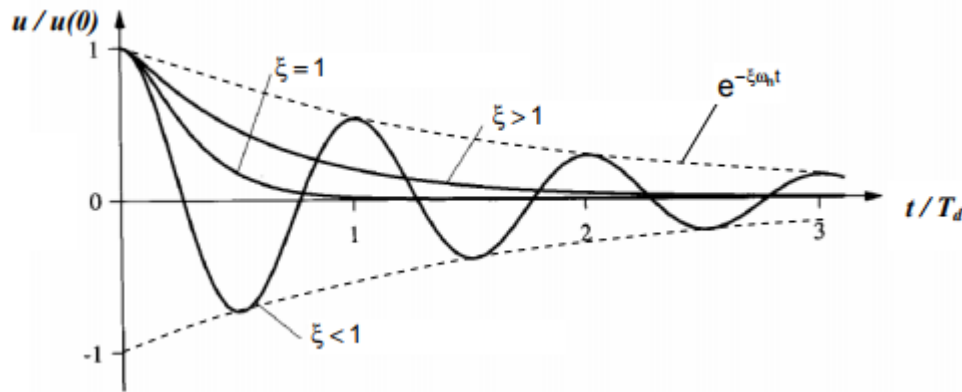


Figura 2.4 - Vibração livre com amortecimento de sistemas de 1GL (Delgado & Costa, 1999/2000)

c) Análise da resposta no domínio do tempo

Em inúmeras situações práticas, o sistema estrutural a analisar está sujeito a uma ação dinâmica com variação ao longo do tempo, como é o caso da excitação devido à ação sísmica. Nestes casos, para 1 GL a equação de equilíbrio dinâmico que se pretende satisfazer tem a forma da equação de equilíbrio do movimento dinâmico cuja resposta dinâmica se obtém através da integral de *Duhamel* permitindo assim calcular o deslocamento total produzido pela força $f(t)$.

$$u(t) = \int_0^t f(\tau)h(t - \tau)d\tau \quad (12)$$

Como uma alternativa viável surgem os métodos numéricos de integração no tempo, que permitem cálculos menos morosos. Nestes métodos, a história da excitação é dividida em intervalos de tempo discretos Δt (discretização temporal). Para cada intervalo de tempo, a resposta é determinada com base nos parâmetros desse intervalo, não sendo necessário calcular todos os intervalos de tempo anteriores. Tratam-se de métodos aproximados, em que o grau de aproximação à resposta exata depende, entre outros fatores, do intervalo de tempo Δt considerado.

Para além da rapidez de cálculo, uma vez que a determinação da resposta é um problema independente para cada intervalo de tempo, estes métodos apresentam outra valência: a possibilidade de variar as propriedades da estrutura de um intervalo de tempo para outro, permitindo assim considerar a não linearidade do material (análises não lineares). (Mendes, 2012)

Existem vários métodos numéricos de integração, onde se podem indicar os seguintes:

- "Piecewise exact method" (método exato por partes)
- Método das diferenças finitas
- Método das diferenças centrais
- Método de *Euler*
- Método de *Newmark*

No subcapítulo 4.5 desta dissertação abordam-se com maior detalhe os métodos numéricos de integração no tempo, em particular o método de *Newmark*. (Delgado & Costa, 1999/2000)

d) Análise da resposta no domínio da frequência

Também é possível resolver a equação de equilíbrio dinâmico no domínio da frequência. A transposição para este domínio é obtida recorrendo à transformada de *Fourier*, em que se consideram condições iniciais nulas, no entanto pode-se recorrer a uma generalização desta transformada que permite uma análise em frequência para condições iniciais não nulas.

Como fundamento à transformada de *Fourier* surgem as séries de *Fourier*, onde se assume que uma função real f de variável real t , definida no domínio do tempo num intervalo finito $[0, T]$, pode ser definida no domínio da frequência pela soma do seu valor médio com um número infinito de funções sinusoidais definidas no mesmo intervalo de tempo podendo-se escrever da seguinte maneira:

$$f(t) = \frac{\Delta \bar{w}}{2\pi} \sum_{n=-r}^r c(\bar{w}_n) e^{-i\bar{w}_n t} \quad (13)$$

$$c(w_n) = T_p c_n = \int_{t=-\frac{T_p}{2}}^{t=\frac{T_p}{2}} f(t) e^{-i\bar{w}_n t} dt \quad (14)$$

Assim, quando T tende para ∞ , $\Delta \bar{w}$ tende para $d\bar{w}$ (incremento da frequência infinitesimal), a frequência discreta w_n tende para uma função contínua $\bar{w}$ e o operador de somatório é substituído pelo operador de integral. Assim, na equação (15), pode-se observar como é escrita a integral de *Fourier*:

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{\bar{w}=-\infty}^{\infty} c(\bar{w}) e^{-i\bar{w}t} d\bar{w} \quad (15)$$

E a função amplitude:

$$c(\bar{w}) = \int_{t=-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\bar{w}t} dt \quad (16)$$

A primeira função do par de transformadas de *Fourier* pode ser interpretada como a representação de uma carga arbitrária como a soma de um número infinito de componentes harmónicas e $\frac{c(\bar{w})}{2\pi}$ define a amplitude por unidade de $\bar{w}$ da componente da carga à frequência $\bar{w}$, a resposta total é escrita pela equação (17). (Delgado & Costa, 1999/2000)

$$u(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{\bar{w}=-\infty}^{\infty} H(\bar{w}) c(\bar{w}) e^{-i\bar{w}t} d\bar{w} \quad (17)$$

2.2.2 Sistemas de n GL

A equação que aproxima o comportamento dinâmico de uma estrutura, discreteada em n graus de liberdade, sujeita a uma força exterior pode ser definida através de um sistema de n equações diferenciais lineares de 2ª ordem a n incógnitas, dada pela equação (18) e representada na Figura 2.5.

$$\underline{M} \cdot \ddot{u}(t) + \underline{C} \cdot \dot{u}(t) + \underline{K} \cdot u(t) = f(t) \quad (18)$$

Em que $\underline{M}$, $\underline{C}$ e $\underline{K}$ correspondem respetivamente às matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez do modelo estrutural, e $\ddot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$ e $u(t)$ correspondem respetivamente aos vetores das acelerações, das velocidades e dos deslocamentos e $f(t)$ representa o vetor de forças exteriores aplicadas em cada grau de liberdade.

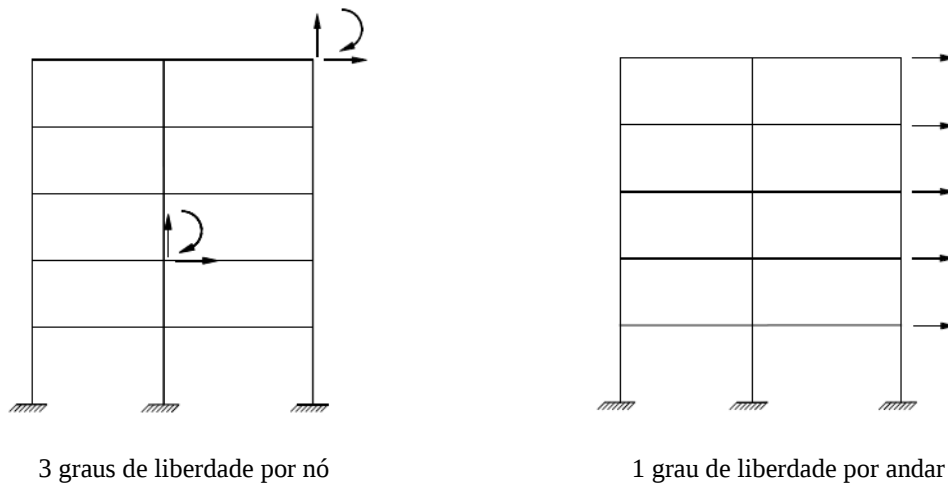


Figura 2.5 - Graus de liberdade: a) para um sistema de forças qualquer; b) para um sistema de forças horizontais (Delgado & Costa, 1999/2000)

a) Matriz de massa

Para modelos em que a massa se encontra distribuída por toda a estrutura, é necessário considerar a transmissão de forças de inércia. Nestes casos, a matriz de massa que se obtém tem a seguinte forma:

$$\underline{M} = \begin{bmatrix} m_{11} & \cdots & m_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ m_{n1} & \cdots & m_{nn} \end{bmatrix} \quad (19)$$

Para modelos em que a massa se encontra concentrada só nas direções dos graus de liberdade não havendo a consideração da massa nos pilares (como se pode observar na Figura 2.6), não é necessário considerar a transmissão de forças de inércia. Nestes casos, a matriz de massa que se obtém para estruturas com n pisos, está representada na equação (19). Quando se trata, por exemplo, de uma estrutura com dois pisos, conclui-se que a matriz de massa que se obtém é a que está representada na equação (19a).

$$\underline{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \quad (19a)$$

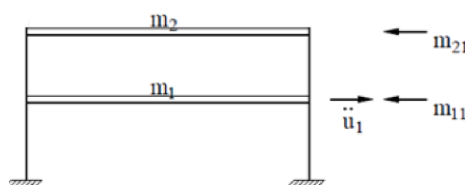


Figura 2.6 - Massa concentrada só na direção dos graus de liberdade (Delgado & Costa, 1999/2000)

b) Matriz de rigidez

A matriz de rigidez $\underline{K}$ é definida de acordo com o conceito de força de restituição elástica que deve atuar na direção i quando é aplicado um deslocamento unitário na direção j , caracterizando-se assim o coeficiente K_{ij} . (Delgado & Costa, 1999/2000) Para o exemplo de aplicação do edifício de dois pisos, os coeficientes K_{ij} da matriz de rigidez podem ser observados na Figura 2.7.

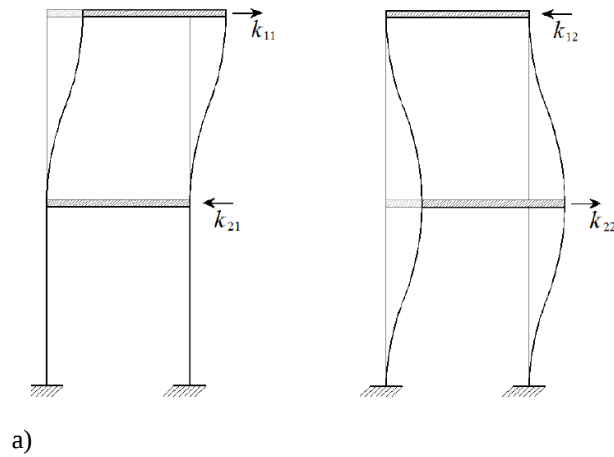


Figura 2.7 - Componentes da rigidez a considerar para a) deslocamento unitário em u1 e b) deslocamento unitário em u2 (Delgado & Costa, 1999/2000)

Tendo o conhecimento da secção transversal dos pilares é possível determinar a inércia e assumindo o módulo de elasticidade do material, é possível calcular os coeficientes K_{ij} , ficando assim a matriz de rigidez para uma estrutura com dois pisos definida pela equação (20).

$$\underline{K} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \quad (20)$$

c) Matriz de amortecimento

A matriz de amortecimento $\underline{C}$ pode ser obtida de forma explícita através da utilização do conceito de amortecimento de *Rayleigh*. Na maior parte dos casos, não é necessário obter de forma explícita a matriz de amortecimento e quando necessário, é muitas vezes definida por proporcionalidade às matrizes de massa e de rigidez através da equação (21). (Delgado & Costa, 1999/2000)

$$\underline{C} = \alpha \underline{M} + \beta \underline{K} \quad (21)$$

Em que,

α e β são parâmetros independentes, convenientemente definidos.

d) Equação de equilíbrio dinâmico

Após a definição das matrizes de massa $\underline{M}$, de rigidez $\underline{K}$ e de amortecimento $\underline{C}$ para o exemplo de aplicação, pode-se escrever a correspondente equação (22).

$$\begin{bmatrix} M_{11} & M_{12} \\ M_{21} & M_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_1(t) \\ \ddot{u}_2(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} \\ C_{21} & C_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_1(t) \\ \dot{u}_2(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1(t) \\ f_2(t) \end{bmatrix} \quad (22)$$

Esta equação matricial corresponde a um sistema de duas equações diferenciais lineares de 2ª ordem a duas incógnitas, que correspondem aos deslocamentos $u_1(t)$ e $u_2(t)$.

e) Vibração livre do sistema de múltiplos graus de liberdade:

Tal como na análise da vibração livre de um sistema estrutural de 1 GL, a aquisição das frequências e dos modos de naturais de vibração de um sistema de n graus de liberdade é conseguida com base na análise do movimento estrutural em regime livre, isto é, assumindo que não existem forças aplicadas externamente à estrutura e não considerando o efeito do amortecimento do material da estrutura. Assim, o sistema de equações de equilíbrio dinâmico de um sistema livre de vibração com n GL sem amortecimento reduz-se à equação (23).

$$\underline{M}\ddot{\underline{u}} + \underline{K}\underline{u} = 0 \quad (23)$$

Tal como foi referenciado anteriormente e aplicando ao exemplo de um edifício com dois pisos, podemos escrever da seguinte forma a equação matricial do equilíbrio do movimento dinâmico sem amortecimento.

$$\begin{bmatrix} M_{11} & M_{12} \\ M_{21} & M_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_1(t) \\ \ddot{u}_2(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1(t) \\ f_2(t) \end{bmatrix} \quad (24)$$

Para obter uma solução da equação matricial anteriormente mencionada pode-se proceder à transformação das coordenadas estruturais, que correspondem aos deslocamentos nos diversos GL da estrutura, para coordenadas modais, através de uma combinação linear de soluções, onde ϕ_n corresponde à configuração modal da estrutura e não varia com o tempo, pelo que é possível obter a fórmula das acelerações através da derivada da equação dos deslocamentos (25):

$$\ddot{\underline{u}} = -\underline{\phi} \omega^2 \underline{\phi}^T \underline{u} \quad (25)$$

Substituindo, vem então:

$$-\underline{M} \omega^2 \underline{\phi} \underline{\phi}^T \underline{u} + \underline{K} \underline{\phi} \underline{\phi}^T \underline{u} = 0 \quad (26)$$

Sendo estas equações válidas para qualquer instante, implica que:

$$(\underline{K} - \omega^2 \underline{M}) \underline{\phi} = \underline{0} \quad (27)$$

Além da solução trivial nula, este sistema terá outras soluções não nulas se o respetivo determinante for nulo (sistema indeterminado):

$$\det(\underline{K} - w^2 \underline{M}) = 0 \quad (28)$$

Temos assim um problema de valores e vetores próprios, em que os valores próprios são os w^2 . Para uma estrutura com n graus de liberdade, a condição de determinante nulo conduz a uma equação polinomial de grau n nos w^2 . Trata-se de uma equação característica do sistema, da qual se pode obter n soluções $w_1^2, w_2^2, \dots, w_n^2$ que são as frequências dos n modos de vibração do sistema.

Para cada w_n , temos o correspondente $\underline{\phi}_n$, modo de vibração que se obtém resolvendo o seguinte sistema de equações:

$$(\underline{K} - w_n^2 \underline{M}) \underline{\phi}_n = \underline{0} \quad (29)$$

Com a resolução deste sistema de equações obtém-se uma solução particular, por exemplo, fazendo unitária uma das componentes do vetor $\underline{\phi}_{1n} = 1$. (Delgado & Costa, 1999/2000)

2.3 Evolução das normas regulamentares existentes em Portugal

Em Portugal, após o devastador abalo sísmico de 1755, houve necessidade de dispor de um regulamento que proteja as construções deste tipo de fenómeno. Regulamento esse que ainda hoje podemos verificar em certas soluções construtivas nas edificações antigas existentes no nosso país.

Em 1958 foi publicado o *Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos*, exigindo-se assim maior preocupação “antissísmica”.

Em 1961 foi publicado o *Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes* (RSEP), passando para este a responsabilidade da regulação de todas as ações intervenientes no dimensionamento estrutural onde os efeitos dos sismos eram tidos em consideração, mas de uma forma muito simplista.

Em 1966, consequência do aumento de construções de betão armado surge o *Regulamento de Estruturas de Betão Armado* (REBA), onde foram incorporadas algumas das diretrizes dos regulamentos anteriores onde estabelecia as normativas para os projetos de betão armado.

Em 1983 é publicada a regulamentação nacional que define o atual enquadramento normativo à qual vai ser dado um maior destaque nesta dissertação, designadamente o *Regulamento de Segurança e Ações* (RSA) em Estruturas de Edifícios e Pontes e o *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e*

Pré-Esforçado (REBAP), que vêm substituir o REBA no que diz respeito às estruturas de betão armado e pré-esforçado. (Albuquerque, 2013)

O RSA tem como objetivo estabelecer as ações e combinações a serem consideradas no dimensionamento de edifícios e pontes e o REBAP estabelece essencialmente exigências de dimensionamento e verificação da segurança e disposições construtivas a serem consideradas em edifícios de betão armado e pré-esforçado.

Na última década do século XX foram criados os Eurocódigos Estruturais, que correspondem a um conjunto de normas para projetos de estruturas de engenharia civil, comuns aos países pertencentes ao CEN (Comité Europeu da Normalização), razão pela qual se deu a transferência de responsabilidades para estes regulamentos. Estes documentos foram criados de forma a existir um quadro normativo entre os países europeus.

De modo a realizar uma verificação da segurança da estrutura do caso de estudo de acordo com os regulamentos, foi efetuado um apanhado dos aspetos gerais e preconizações de segurança do RSA e do EC8.

2.3.1 Preconizações do RSA

Em 1983 surge, a nível nacional, a regulamentação sismo-resistente no que diz respeito às estruturas de betão, o RSA. Tendo em conta que se passaram 35 anos desde a sua publicação, trás por consequência a necessidade de uma revisão e respetiva atualização, como nos tempos que correm, surge cada vez mais a necessidade que, a nível europeu, haja uma harmonização a nível técnico, nomeadamente, a nível do projeto estrutural das construções.

Definição da ação sísmica

Zonamento sísmico do território:

O RSA considera o país dividido em quatro zonas, que por ordem decrescente de sismicidade, são designadas por A, B, C e D como se pode observar na Figura 2.8. A delimitação destas zonas vem representada no anexo III do regulamento nacional, em que as ilhas do arquipélago dos açores são incluídas na zona A, com exceção das ilhas das Flores e do Corvo, que juntamente com o arquipélago da Madeira, são incluídas na zona D.

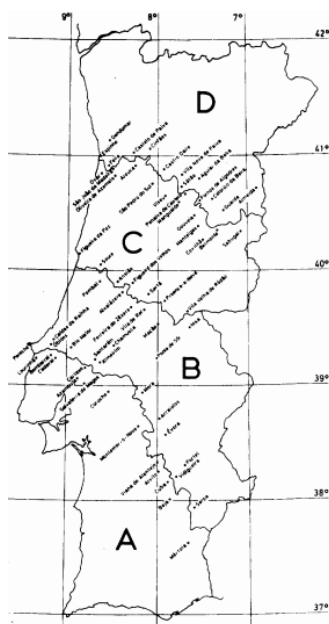


Figura 2.8 - Delimitação das zonas sísmicas do território continental (R.S.A., 1983)

A influência da sismicidade é traduzida por um coeficiente multiplicativo de sismicidade α cujos valores são indicados no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Coeficiente de sismicidade

Valores do coeficiente de sismicidade α	
Zona Sísmica	α
A	1,0
B	0,7
C	0,5
D	0,3

Tipo de terreno

A ação sísmica resulta de um conjunto de vibrações do solo que são transmitidas à estrutura durante a ocorrência de um sismo, por muito que o terreno até possa estar bastante coeso o sismo pode provocar alterações estruturais nos terrenos, tais como: Roturas, Liquefação de camadas arenosas, movimentos entre bordos e falhas ativas que resultem deslocamentos importantes com graves consequências para as estruturas, por outro lado, a existência de camadas horizontais de grande extensão nos terrenos podem provocar amplificações da intensidade das vibrações sísmicas, onde situações deste género não foram consideradas na quantificação da ação sísmica.

O RSA caracteriza valores da ação dos sismos, que são quantificados no anexo III do regulamento em função do zonamento sísmico em que se situa a construção e a natureza do terreno do

local onde é implantada, no caso do regulamento nacional são considerados os terrenos apresentados no Quadro 2.2 (R.S.A., 1983).

Quadro 2.2 - Tipos de terreno preconizados pelo RSA

Tipos de terreno	
Tipo I	Rochas e solos coerentes rijos
Tipo II	Solos coerentes muito duros, duros de consistência média e solos incoerentes compactos
Tipo III	Solos coerentes moles, muito moles e solos incoerentes soltos

Espetros de resposta

Na determinação dos efeitos dos sismos sobre as estruturas é necessário considerar a variabilidade da sua duração e do seu conteúdo em frequências, que dependem, para a mesma intensidade sísmica, dos valores da magnitude e da distância focal. A segurança das estruturas relaciona dois tipos de ações que representam um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal (ação sísmica tipo I) e um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal (ação sísmica tipo 2).

A movimentação do terreno no decorrer da ação sísmica é caracterizada por uma densidade espectral de potência de aceleração da direção x para a zona A como se pode observar no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 - Densidades espectrais de potência de aceleração da direção x para a zona A, $S(f)$ (f : Hz; $S(f)$: $(\text{cm/s}^2)^2/\text{Hz}$)

Ação sísmica tipo I						Ação sísmica tipo II					
Terreno tipo I		Terreno tipo II		Terreno tipo III		Terreno tipo I		Terreno tipo II		Terreno tipo III	
f	$S(f)$	f	$S(f)$	f	$S(f)$	f	$S(f)$	f	$S(f)$	f	$S(f)$
0,04	0	0,03	0	0,02	0	0,04	0	0,03	0	0,02	0
1,05	250	0,9	220	0,75	190	0,6	220	0,5	220	0,4	220
2,1	360	1,8	300	1,5	240	1,2	300	1,0	400	0,8	500
4,2	360	3,6	300	3,0	240	2,4	150	2,0	160	1,6	200
8,4	160	7,2	130	6,0	100	4,8	65	4,0	65	3,2	80
16,8	50	14,4	40	12,0	35	9,6	20	8,0	25	6,4	30
20,0	20	20,0	16	20,0	12	20,0	0	20,0	0	20,0	0

A ação sísmica pode ser quantificada de forma simplificada por meio de espetros de resposta no caso das frequências próprias dos modos de vibração que contribuem de forma significativa para a resposta estão bem separadas (relação entre duas quaisquer frequências situadas fora do intervalo 0,67 a 1,5). (R.S.A., 1983)

Na Figura 2.9, Figura 2.10 e Figura 2.11 observa-se os espectros de resposta onde a representação da relação frequência-aceleração está definida de acordo com o coeficiente de amortecimento das estruturas.

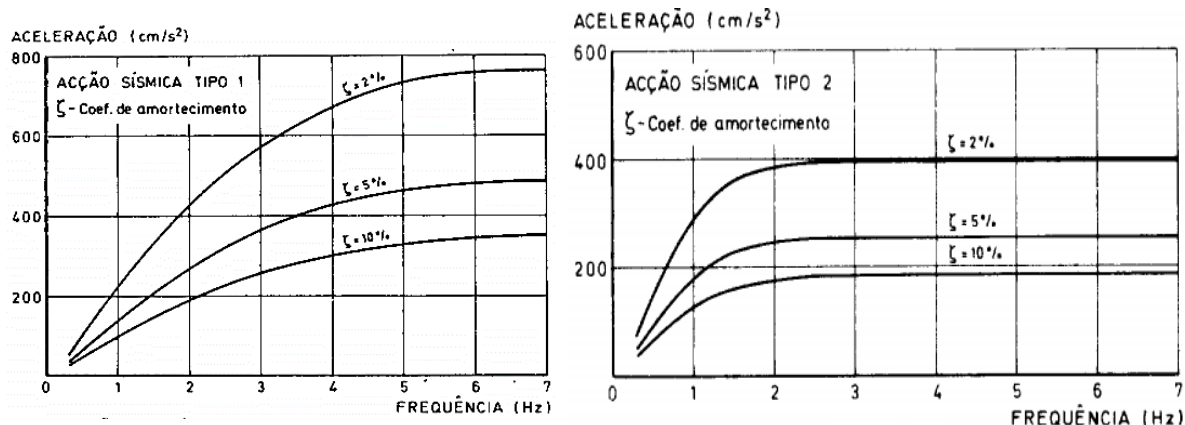


Figura 2.9 - Espectros de resposta correspondente à zona A para o terreno tipo I (R.S.A., 1983)

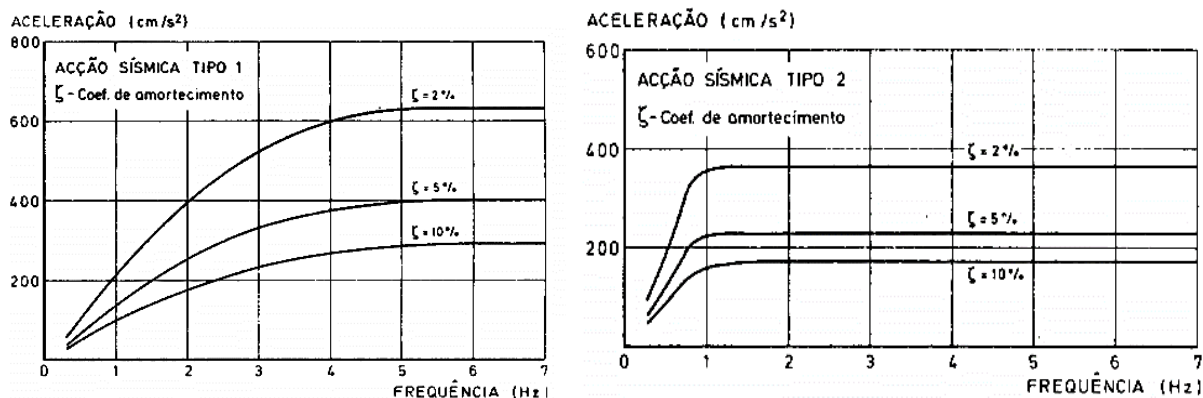


Figura 2.10 - Espectros de resposta correspondente à zona A para o terreno tipo II (R.S.A., 1983)

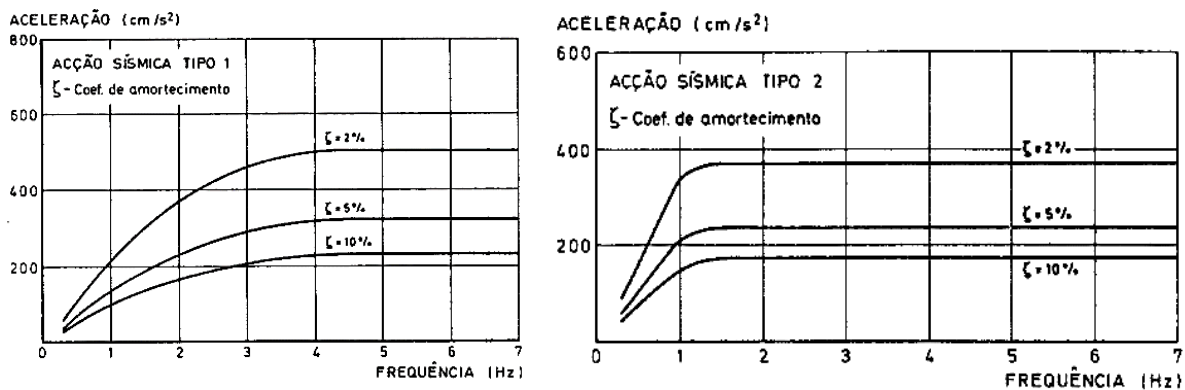


Figura 2.11 - Espectros de resposta correspondente à zona A para o terreno tipo III (R.S.A., 1983)

2.3.2 Verificação da segurança de acordo com o RSA

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos que não envolvam perda de equilíbrio ou fadiga, quando feita em termos de esforços, consiste em respeitar a condição:

$$S_d \leq R_d$$

Em que:

S_d - Valor de cálculo do esforço atuante;

R_d - Valor de cálculo do esforço resistente.

O RSA prevê a existência de coeficientes de segurança parciais para as ações permanentes e para as ações variáveis com o objetivo de majorar as ações nas combinações.

Os coeficientes γ_g (ações permanentes) e γ_q (ações variáveis) variam consoante a ação em causa (efeito favorável ou desfavorável), os valores assumidos pelo RSA são os seguintes:

$$- \gamma_g = 1,5$$

$$- \gamma_g = 1,0$$

$$- \gamma_q = 1,5$$

$$- \gamma_q = 0$$

No caso das combinações fundamentais, a determinação dos valores de cálculo dos esforços atuantes será obtida, de forma geral, pelas seguintes regras de combinação:

Combinações fundamentais, em geral:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qjk} \right] \quad (30)$$

No caso da ação variável base ser a ação sísmica:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} S_{Qjk} \quad (31)$$

Combinações acidentais:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Fa} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} S_{Qjk} \quad (32)$$

Em que:

S_{Gik} - Esforço resultante da ação permanente, tomada com o seu valor característico;

S_{Q1k} - Esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico (S_{Ek} no caso da ação sísmica);

S_{Qjk} - Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação base, tomada com o seu valor característico;

S_{Fa} - Esforço Resultante de uma ação acidental, tomada com o seu valor nominal;

γ_{gi} - Coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;

γ_q - Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;

ψ_{0j}, ψ_{2j} - Coeficientes ψ correspondentes à ação variável distinta da ação base (ação variável de ordem j).

Os coeficientes ψ destinam-se a quantificar as ações tendo em conta a sua combinação e o estado limite em consideração. Deste modo, torna-se importante salientar a existência de três sublimites relativos à verificação da segurança aos Estados Limites de Serviço (ELS) associados a determinadas combinações de ações com diferentes probabilidades de ocorrência:

- Combinação Rara: Estado limite de muito curta duração (pequena probabilidade de ocorrência – algumas horas no tempo de vida da estrutura);

- Combinação Frequente: Estado limite de curta duração (probabilidade de ocorrência superior ou igual a 5% do tempo de vida da estrutura);

- Combinação Quase Permanente: Estado limite de longa duração (probabilidade de ocorrência superior a 50% do tempo de vida da estrutura).

2.3.3 Preconizações do EC8

A elaboração do Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) visa a aplicação a nível europeu, relativamente ao projeto de estruturas sísmo-resistentes. A sua execução está numa fase já bastante avançada, na medida em que já foi elaborada a norma europeia EN 1998, estando-se agora numa fase em que cada país procede à tradução da mesma e estabelece alguns aspetos que lhe são específicos.

Desta forma, e para uma melhor perceção de como o EC8 está organizado, apresentam-se de seguida as suas partes constituintes:

Parte 1 - Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios

Parte 2 - Pontes

Parte 3 - Avaliação e reforço de edifícios

Parte 4 - Silos, reservatórios e condutas enterradas

Parte 5 - Fundações, estruturas de contenção e aspetos geotécnicos

Parte 6 - Torres, mastros e chaminés

Dada a temática desta dissertação, a Parte 1 do Eurocódigo 8 (EC8) surge como a mais relevante, a qual está organizada da seguinte forma:

Cap. 1 - Aspetos gerais

Cap. 2 - Exigências de desempenho

Cap. 3 - Definição da ação sísmica

Cap. 4 - Dimensionamento das estruturas

Cap. 5, 6, 7, 8 e 9 - Regras específicas a aplicar em estruturas de Betão, Metálicas, Mistas, Madeira e Alvenaria

Cap. 10 - Isolamento sísmico

Exposta a forma como o EC8 está organizado, apresenta-se de seguida, no que diz respeito à Parte 1 do EC8, um estudo cuidadoso dos aspetos mais relevantes que nela estão presentes, para uma melhor perceção deste regulamento.

Aspetos gerais

Exigências de desempenho estrutural

Na ocorrência de fenómenos sísmicos, o Eurocódigo 8 tem como pressuposto, na conceção das estruturas, que se assegurem três condições para que haja uma boa capacidade resistente e com ductilidade para terem uma resposta adequada a ação sísmica, mencionados na sua §1.1.1 do EC8:

- As vidas humanas são protegidas;
- Os danos são limitados;
- As estruturas importantes para a proteção civil se mantêm operacionais.

Estes materializam-se através do estabelecimento de duas exigências de desempenho: a não ocorrência de colapso e o da limitação de danos.

Requisito de não ocorrência de colapso

Tem como principal exigência na ocorrência de um fenómeno sísmico a garantia do não colapso, tanto global como local, e a manutenção da sua “integridade estrutural”, bem como a garantia de que existe uma “capacidade resistente residual” após a ocorrência do mesmo, o qual vem definido especificamente no EC8.

A ação sísmica de cálculo caracteriza-se através da definição da ação sísmica de referência, à qual está associada 10% de probabilidade de excedência de referência (P_{NCR}) em 50 anos equivalente a um período de retorno de referência (T_{NCR}) de 475 anos, segundo o EC8.

Requisito de limitação de danos

É definido no EC8 com o pressuposto da projeção e a construção das estruturas resistirem a uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior que a ação sísmica de cálculo, 10% de probabilidade de excedência (P_{DLR}) em 10 anos, que corresponde a um período de retorno (T_{DLR}) de 95 anos.

Métodos de análise

O EC8 permite diferentes tipos de análise à ação do sismo, a utilização de modelos de análise lineares ou não lineares. Na presente dissertação, a análise que foi feita à estrutura do caso de estudo foi a análise modal por espectros de resposta, onde são consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura, para que este requisito se considere satisfeito tem de ser demonstrada uma das seguintes situações:

- A soma das massas efetivas para os modos considerados representa, pelo menos, 90% da massa total da estrutura;
- Todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total são consideradas.

Definição da ação sísmica

Zonamento sísmico do território

O Eurocódigo 8 define que os territórios nacionais devem ser subdivididos pelas Autoridades Nacionais em zonas sísmicas consoante a casualidade sísmica local conforme se pode observar na Figura 2.12. Assim sendo, no Anexo Nacional referente à mesma secção vêm definidos dois cenários de ação sísmica distintos, um associado à ação sísmica afastada, geralmente relativos a sismos com epicentro na região Atlântica, e um associado à ação sísmica próxima, geralmente relativos a sismos com epicentro no território Continental ou no Arquipélago dos Açores.

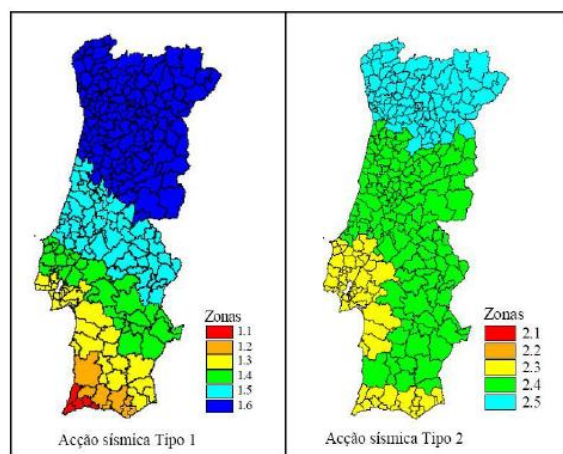


Figura 2.12 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (EC8, 2010)

No EC8, é definido que no território continental é necessário efetuar a análise sísmica considerando os dois cenários possíveis. Contudo, no arquipélago da Madeira basta apenas considerar a ação sísmica do tipo 1 (Figura 2.13), e no dos Açores a ação sísmica do tipo 2 conforme se pode verificar na Figura 2.14.



Figura 2.13 - Zonamento sísmico no arquipélago da Madeira – Ação sísmica do Tipo 1 (EC8, 2010)

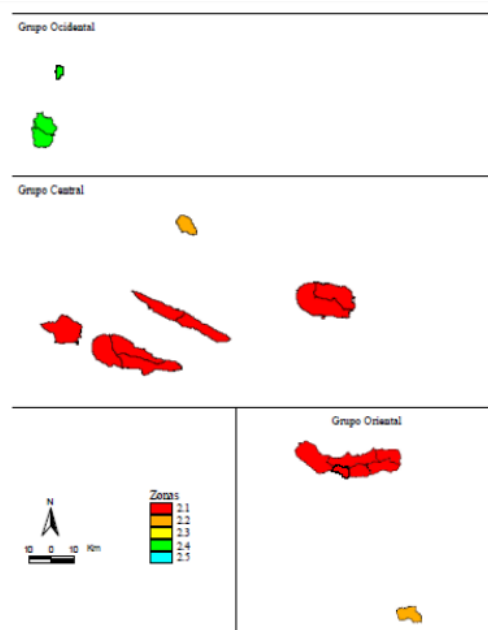


Figura 2.14 - Zonamento sísmico do arquipélago dos Açores – Ação sísmica do Tipo 2 (EC8, 2010)

Para a maioria das aplicações do EC8, a análise é realizada a partir de um único parâmetro, a aceleração máxima de referência ao nível de um solo de classe A, a_{gR} . Os valores das diferentes acelerações máximas de referência podem ser consultados no Quadro 2.4 N.A. I. do EC8. O valor de cálculo da aceleração máxima de referência corresponde a um período de retorno de 475 anos.

Quadro 2.4 - Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s²) nas várias zonas sísmicas (EC8, 2010)

Ação Sísmica tipo 1		Ação 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	-	-

Tipo de terreno

A aceleração que é transmitida à estrutura devido à ação sísmica depende das condições dos solos, sendo por isso necessário ter em conta a classificação dos solos para os resultados serem mais precisos. Esta classificação é obtida através de estudos geotécnicos, por meio laboratorial ou com recurso a ensaios “*in situ*”. De acordo com o §3.1.2 do EC8, deverá ser determinada, preferencialmente por meio do valor da velocidade média das ondas de corte, $v_{s,30}$ (m/s), ou em alternativa, pelo valor de

N_{SPT} (número pancadas associadas ao ensaio SPT, para a cravação de 30 cm). São ainda dadas referências no que diz respeito aos respetivos valores de c_u resistência ao corte não drenada do solo, tal conforme se pode verificar no Quadro 2.5.

Quadro 2.5 - Tipo de Terreno preconizado pelo EC8

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

Note-se que se o valor da velocidade médias das ondas de corte, $v_{s,30}$, não estiver disponível, deverá utilizar-se o valor de N_{SPT} . As categorias do terreno descritas no Quadro 2.5 aplicam-se ao Continente e arquipélago da Madeira. Para locais cujas condições do terreno correspondem a um dos dois tipos de terreno especiais S1 e S2, são necessários estudos especiais para a definição da ação sísmica como está referenciado no § 3.1.2 (4)

Espetros de resposta

Definido o zonamento do território e o tipo de terreno a considerar, o EC8 prevê que a ação sísmica seja descrita e quantificada através de espectros de resposta, como se pode observar na Figura 2.16 (representação gráfica dos valores máximos das respostas em aceleração, velocidade ou deslocamento de um conjunto de osciladores de um grau de liberdade com vários períodos naturais, quando submetido por uma determinada ação sísmica). (Fardis, 2009)

O espectro de resposta elástico considerado no EC8 tem a forma gráfica indicada na Figura 2.15, correspondendo analiticamente às expressões abaixo descritas onde serão aplicados os parâmetros que influenciam a ação sísmica.

Espectro de Resposta Elástica Horizontal

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

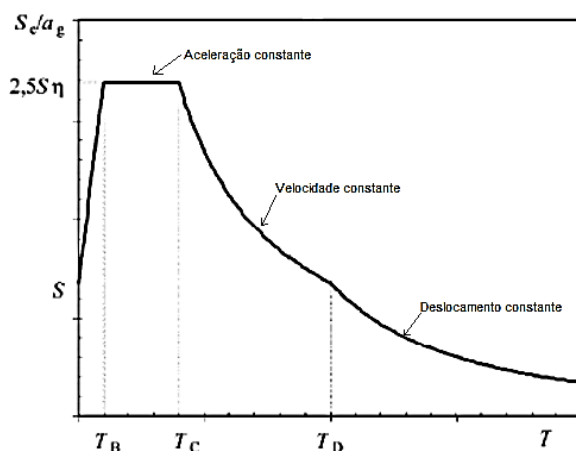


Figura 2.15 - Espectro de resposta elástico segundo o EC8

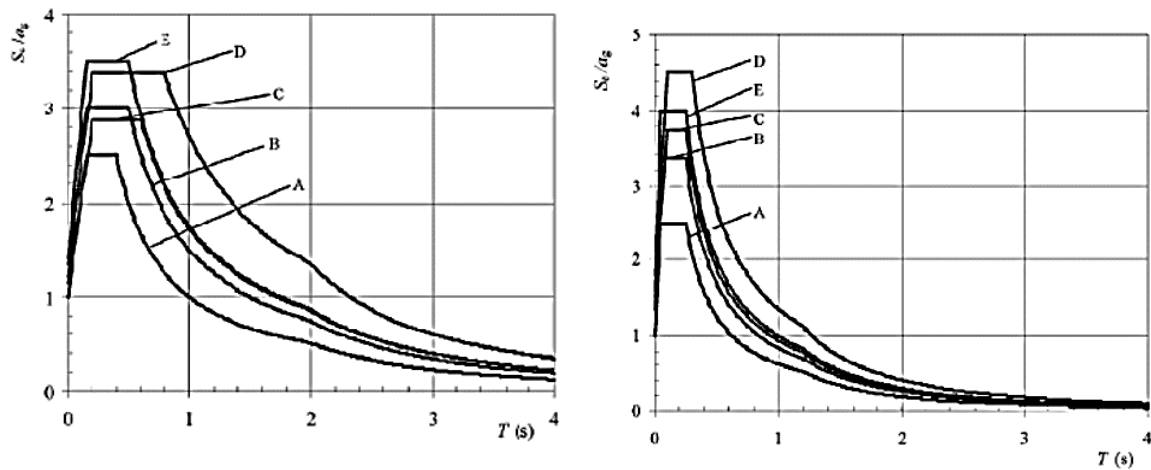


Figura 2.16 - Espectros de resposta elástica do tipo 1 (esquerda) e do tipo 2 (direita) recomendados para os tipos de terreno de A a E (EC8, 2010)

Para a direção vertical da ação sísmica, o espectro de resposta elástica $S_e(T)$ é definido pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned} \tag{33}$$

Em que:

$S_e(T)$ - O espectro de resposta elástico horizontal;

T - O período de vibração dum sistema de um grau de liberdade;

a_g - A aceleração de projeto em rocha (terreno tipo A);

T_B - O limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;

T_C - O limite superior do ramo espectral de aceleração constante;

T_D - O valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;

S - O fator do tipo de terreno de fundação;

η - O fator de correção do amortecimento (com um valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento viscoso). Em outros casos, o fator de correção do amortecimento é obtido pela equação (33).

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \quad (34)$$

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

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_1 \quad (35)$$

Espetro de Resposta Elástica vertical

Para a direção vertical da ação sísmica, o espectro de resposta elástica $S_{ve}(T)$ é definido pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \\ T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \end{aligned} \quad (36)$$

Em que:

$S_{ve}(T)$ - O espectro de resposta elástico vertical;

T - O período de vibração dum sistema de um grau de liberdade;

a_{vg} - A aceleração de projeto em rocha (terreno tipo A);

T_B - O limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;

T_C - O limite superior do ramo espectral de aceleração constante;

T_D - O valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;

S - O fator do tipo de terreno de fundação;

η - O fator de correção do amortecimento (com um valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento viscoso). Em outros casos, o fator de correção do amortecimento é obtido pela equação (36).

Um aspeto relevante, sem o qual o espectro de resposta não pode ser definido, passa pelo nível de importância da estrutura, sendo este nível definido no EC8 como se verifica de seguida no Quadro 2.6.

Quadro 2.6 - Classe de importância para pontes (EC8, 2010)

Classe de Importância	Pontes
I	1,30
II	1,00
III	0,85

A importância de uma passagem superior pedonal está diretamente ligada à importância da via que atravessa. No caso de estudo em questão a estrutura está inserida na classe de importância II.

Todos os parâmetros intervenientes na determinação do espectro de resposta elástico horizontal estão definidos no Anexo Nacional do EC8, cujos valores são os apresentados no Quadro 2.7.

Quadro 2.7 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2 (EC8, 2010)

Ação sísmica tipo 1					Ação sísmica tipo 2			
Solo	S_{max} (s)	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,1	0,6	2	1	0,1	0,25	2
B	1,35	0,1	0,6	2	1,35	0,1	0,25	2
C	1,60	0,1	0,6	2	1,6	0,1	0,25	2
D	2,00	0,1	0,8	2	2	0,1	0,3	2
E	1,80	0,1	0,6	2	1,8	0,1	0,25	2

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

$$\begin{aligned}
 a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 : S &= S_{max} \\
 1 \text{ m/s}^2 \leq a_g \leq 4 \text{ m/s}^2 : S &= S_{max} - \frac{S_{max}-1}{3} \cdot (a_g - 1) \\
 a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 : S &= 1,0
 \end{aligned}
 \tag{37}$$

Em Portugal, para a definição dos espectros de resposta elásticos verticais para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2 devem adotar-se os valores do Quadro 2.8.

Quadro 2.8 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico vertical para a ação sísmica tipo 1 e 2 (EC8, 2010)

Ação Sísmica	a_{vg}/a_g	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Tipo 1	0,75	0,05	0,25	1,0
Tipo 2	0,95	0,05	0,15	1,0

2.3.4 Verificação da segurança de acordo com o EC8

O requisito de não ocorrência de colapso terá de ser satisfeito através da verificação da segurança ao Estado Limite Último. De acordo com o EC8, o Estado Limite Último é cumprido quando se satisfaçam as condições relativas à resistência, à ductilidade global e local, ao equilíbrio, incluindo o derrubamento e deslizamento e à junta sísmica, bem como a resistência dos diafragmas e das fundações, de acordo com o §4.4.2 do EC8.

O EC8 define qual a combinação de ações a considerar para a situação sísmica de projeto. Esta pode ser representada da seguinte forma:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (38)$$

Em que:

A_{Ed} - Valor de cálculo da ação sísmica;

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

P - Ação de pré-esforço.

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

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (39)$$

Em que:

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

2.4 Considerações finais

A identificação das causas e a medição dos sismos pertencem à área científica denominada de Sismologia. A Engenharia Sísmica fundamenta o desenvolvimento da análise dinâmica das estruturas em que algumas das noções básicas foram apresentadas no presente capítulo.

A pesquisa efetuada para o desenvolvimento deste capítulo, na ótica dos mecanismos de geração dos sismos naturais, concluiu-se que ainda não é possível prever este fenómeno. Portanto, para efeitos de projeto, a caracterização de um sismo está diretamente relacionada com o solo de fundação, local, tipo e importância da edificação. Os parâmetros mais importantes nessa caracterização são a aceleração máxima do solo e as respetivas frequências segundo a Norma Europeia EC8 e o regulamento português RSA.

Após o estudo dos diferentes regulamentos, nos variados aspetos referidos no presente capítulo, verifica-se uma diferença considerável entre regulamentos, sobretudo na maior especificidade do EC8, em comparação com o RSA, em que mostra disparidades conceptuais ao nível dos requisitos de desempenho, requisito de não ocorrência de colapso e de limitação de danos. Os zonamentos considerados em ambos os regulamentos analisados são distintos, onde o EC8 é mais detalhado do que o RSA. O regulamento nacional define a aceleração espectral para a ocorrência de uma ação sísmica tipo I e tipo II para a zona A, sendo que é apresentado um quadro onde se pode majorar a aceleração espectral pelo coeficiente de sismicidade considerando a zona específica (A, B, C e D) em que se situa a construção. O EC8 define o território nacional de forma distinta do RSA, sendo que, é possível verificar que o território nacional está dividido em seis e cinco zonas, respetivamente, para os sismo tipo I e tipo II. É possível verificar que nas zonas a norte do território nacional, as acelerações espectrais são menos gravosas.

Outra diferença consiste no facto de a ação sísmica no RSA ser considerada como ação de natureza variável, pelo que as acelerações são multiplicadas pelo fator 1,5, o que não se verifica no EC8. Assim, considerando que o espectro de resposta elástico do RSA vem multiplicado por este fator, verifica-se que há zonas que apresentam um maior agravamento das acelerações no EC8, principalmente nas zonas situadas a sul de Portugal continental, e outras em que se regista uma diminuição das mesmas, o que se verifica mais a norte.

Com estas considerações, entende-se a extrema importância o conhecimento do comportamento das estruturas. Deste modo, torna-se indispensável a caracterização estrutural para prever o seu comportamento ao longo da sua vida útil e até mesmo quando são solicitadas por outro tipo de ações variáveis.

3 Comportamento Sísmico das Estruturas

3.1 Considerações iniciais

As “Obras de Arte” são estruturas de caráter especial, sempre que estas adquirem uma dimensão e originalidade apreciável, ou seja, podem ser consideradas estruturas muito vulneráveis na ocorrência de sismos devido à sua ligação ao solo, à sua extensão, à sua geometria, aos materiais utilizados na sua execução e, principalmente, à manutenção feita durante a sua vida útil. Após a ocorrência de um sismo, este tipo de estruturas, ficam com danos muitas vezes irreversíveis ou entram mesmo em colapso provocando, para além de prejuízos económicos avultados, a perda de vidas humanas.

Foram observados alguns acontecimentos deste fenómeno, e que por consequência tiveram grande impacto económico e em perdas de vidas humanas. O seu historial relata a importância do dimensionamento das estruturas para serem sismo-resistentes e os erros praticados em fase de projeto e durante a sua execução que levam ao colapso das mesmas.

Após a ocorrência do sismo, as estruturas podem ser caracterizadas por métodos experimentais, que nos indicam através dos resultados obtidos, o estado que a estrutura se encontra ao nível da segurança.

O diagnóstico e reforço sísmico em pontes ou passagens superiores são complexos e as intervenções por vezes muito dispendiosas. Para melhorar o desempenho do reforço estrutural e das soluções construtivas ou de intervenção deverá ser feita uma análise rigorosa deste tipo de estruturas localizadas em regiões com um nível de risco sísmico médio/alto, mobilizando o estudo dos elementos estruturais críticos. Assim, é necessário conhecer o comportamento destas estruturas para aperfeiçoar os modelos numéricos que irão desenvolver o correto dimensionamento desse mesmo reforço. (Delgado P. D., 2009)

3.2 Comportamento de estruturas sob a ação de dos sismos

O colapso é o comportamento mais frequente nas passagens pedonais sob a ação sísmica, quer em fase de projeto, quer na execução da estrutura ou até mesmo na vida útil. É plausível dizer que se deve a erros humanos, pois apesar da ação sísmica ser um fenómeno natural pode levar a estrutura a uma solicitação mais elevada que a capacidade resistente, acabando por ceder nos pontos críticos e levando ao colapso da mesma.

É de extrema importância ressaltar que a evolução dos processos construtivos e dos próprios materiais a utilizar na execução das passagens pedonais é um fator que minimiza a ocorrência de colapsos. No entanto, sempre que esses colapsos acontecem, a investigação dos motivos pelos quais ocorreram permite desenvolver práticas mais seguras para evitar a ocorrência dos mesmos erros.

Embora seja difícil garantir que tais erros não possam acontecer, há que ter a preocupação de evitar esses mesmos erros para que no futuro se possa minimizar não só o impacto económico como o número de perda de vidas humanas.

As passagens superiores pedonais são estruturas de elevada importância, pois na ocorrência de uma falha estrutural, poderá haver perdas de vidas humanas. Na presença de um sismo, as estruturas em geral sofrem danos, sejam eles reversíveis ou não. No caso das passagens superiores pedonais pré-fabricadas, as estruturas são bastante vulneráveis devido a um fator de extrema relevância, que são as ligações entre elementos, estas ligações por norma são aparafusadas, soldadas ou simplesmente apoiadas e que, na presença de uma ação sísmica, são o ponto crítico e de maior importância que devem ser estudadas com rigor.

3.2.1 Lisboa em 1755

Dia 1 de Novembro (dia que coincide com o feriado do dia de Todos-os-Santos), pelas nove e meia da manhã, a terra tremeu com uma tal violência que grande parte da cidade de Lisboa ficou reduzida a escombros e atingindo ainda grande parte do litoral do Algarve e Setúbal como de pode observar na Figura 3.1. Com magnitude de 8,5 na escala de *Richter*, com epicentro na região do Banco de Gorringe e apresentou três fases com uma duração total de cerca de nove minutos, um dos maiores sismos de que há memória, o terramoto de 1755 é considerado a primeira grande catástrofe natural da história Portuguesa.

Uma hora e meia depois chegou o *tsunami*, gerado pela deformação das placas tectónicas no fundo do mar quando se deu o sismo, inundando a zona ribeirinha da capital (ondas que chegaram aos cinco e dez metros de altura e que avançaram 250 metros para além da costa ribeirinha), incêndios originários das velas que estavam acesas por ser um dia religioso duraram vários dias e foram alimentados pela madeira que constituíam a grande parte das estruturas dos edifícios na época.

A data deste fenómeno altamente destrutivo contribuiu para um alto número de fatalidades, visto que ruas e igrejas estavam cheias de fiéis. Estima-se um número de vítimas, entre mortos e desaparecidos entre 10 000 e 90 000. (Campo Grande - Lisboa, 2017)

O terramoto de Lisboa teve um enorme impacto político e socioeconómico na sociedade portuguesa do século XVIII, dando origem aos primeiros estudos científicos do efeito de um sismo numa área alargada, marcando assim o nascimento da engenharia sísmica em Portugal. (Santos J. T., 2013)



Figura 3.1 - Carta isossista do sismo de 1755 em Lisboa (Nascimento, 2014)

Além da destruição causada pelo sismo, o *tsunami* que se seguiu no Algarve destruiu fortalezas costeiras e habitações, registando-se ondas até 30 metros de altura. As ondas de choque do sismo foram sentidas por toda a Europa e norte da África como se pode ver na Figura 3.2. (Santos J. T., 2013).

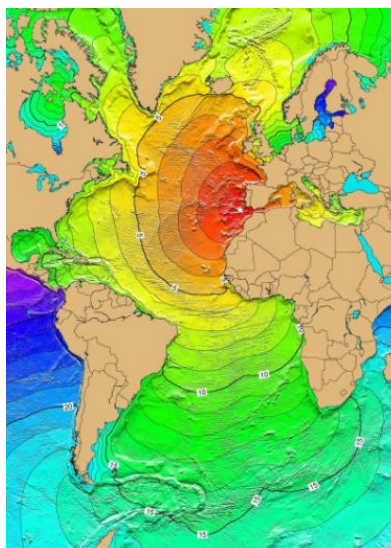


Figura 3.2 - Carta isossista das zonas afetadas pelo sismo de 1755 (Santos J. T., 2013)

O acelerograma do sismo de Lisboa é o que se apresenta na Figura 3.3, esta representação foi obtida através de um ciclo gerado a partir do programa Matlab, foram inseridos os incrementos de tempo

do sismo de Lisboa de 1755 e foi obtida uma representação gráfica da aceleração do solo durante a primeira fase que teve uma duração de 80 segundos, onde se pode observar uma aceleração máxima de $1,7 \text{ m/s}^2$.

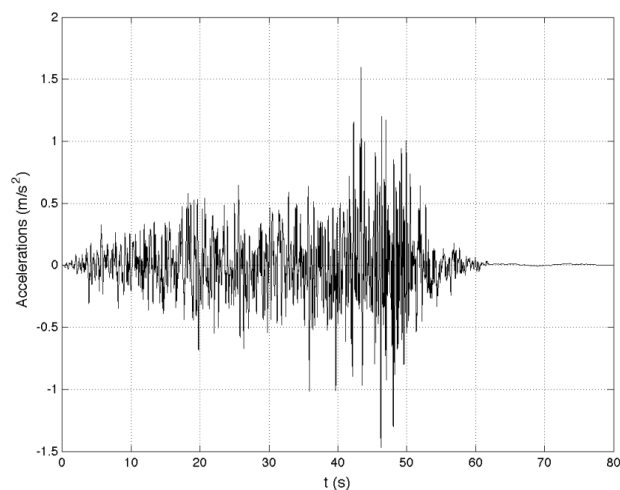


Figura 3.3 - Acelerograma gerado através do evento de Lisboa

3.2.2 Faial em 1998

Na madrugada do dia 9 de Julho de 1998 às 05h19 um novo evento foi adicionado à história trágica das catástrofes naturais nos Açores. Um violento sismo de magnitude 5,8 na escala de *Richter*, com uma duração de 15 segundos e com epicentro localizado a cerca de 16 km a NNE da cidade da Horta como se pode observar na Figura 3.4, atingia as ilhas do Faial, Pico e S. Jorge, dando origem a uma vasta destruição provocando cerca de 9 mortes, mais de uma centena de feridos e alguns milhares de desalojados. O fenómeno resultou em cerca de 1500 habitações parcial ou totalmente destruídas, significativos danos materiais ao nível de infraestruturas básicas como a vias rodoviárias, o sistema de abastecimento de água, a rede de distribuição de energia e de comunicações e ainda importantes movimentos de vertente nas arribas litorais e em zonas de declives mais acentuados. (Campo Grande - Lisboa, 2017)



Figura 3.4 - Carta isossista do sismo de 1998 nos Açores (Isossistas no mar, 2010)

Ao longo do Séc. XX a ilha do Faial foi repetidamente atingida por sismos destruidores. Os sismos de 5 de Abril e de 26 de Agosto de 1926, a crise sísmica de 12 e 13 de Maio de 1958, o sismo de 23 de Novembro de 1973 e o de 9 de Julho de 1998, todos foram causadores de elevados danos materiais no património edificado, evidenciado assim a elevada vulnerabilidade sísmica da construção tradicional.

O acelerograma do sismo do Faial é o que se apresenta na Figura 3.5, esta representação foi obtida através de um ciclo gerado a partir do programa Matlab, foram inseridos os incrementos de tempo do sismo do Faial de 1998 e foi obtida uma representação gráfica da aceleração do solo, onde se pode observar uma aceleração máxima de $4,0 \text{ m/s}^2$.

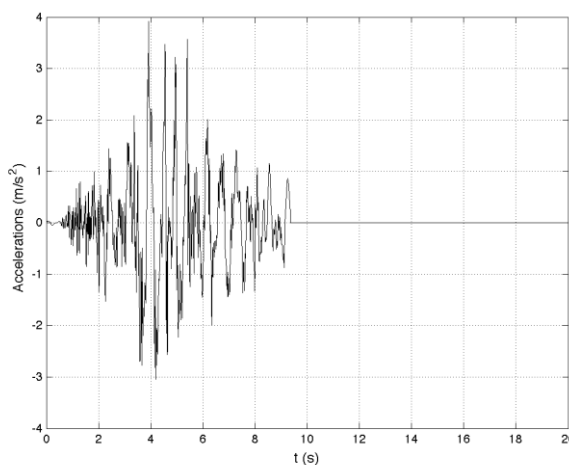


Figura 3.5 - Acelerograma gerado através do evento do Faial

3.2.3 Califórnia - Northridge em 1994

O sismo de Northridge ocorreu dia 17 de Janeiro de 1994, teve uma duração entre 10 a 20 segundos com uma magnitude de 6,6 na escala de *Richter* e IX na escala de *Mercalli* e com epicentro na vizinhança de Reseda, na região do Vale de São Fernando ao noroeste de Los Angeles, que originou a morte de 57 pessoas, mais de 8700 feridos e 20000 desalojados.

Dezenas de passagens superiores e pontes colapsaram ou sofreram danos irreparáveis e cerca de 170 foram afetadas pelo sismo, alguns dos motivos do colapso das obras de arte foram erros de projeto, conceção e manutenção das mesmas, tais como: comprimento insuficiente entre juntas de dilatação, tramos curvos muito afetados pelo sismo devido ao mau funcionamento nas soluções limitadoras de deslocamentos provocando assim a queda dos tramos por deslocamentos excessivos conforme se pode verificar na Figura 3.6 e Figura 3.7. (Campo Grande - Lisboa, 2017)

O colapso nos pilares, associado a uma excessiva solicitação axial, deve-se ao défice de ductilidade à flexão, este tipo de colapso advém da falta de reforço transversal do aço que leva ao

insuficiente confinamento do betão sofrendo deste modo um esmagamento por falta de resistência à compressão originando a encurvadura dos varões conforme se pode verificar na Figura 3.8.

O prejuízo do sismo ficou em cerca de 20 biliões em perdas materiais tornando-se um dos desastres naturais mais caros da história dos EUA, sendo que cerca de 200 milhões dessa perda foi para a reparação e substituição de pontes e viadutos. (Delgado P. D., 2009)



Figura 3.6 - Queda do tabuleiro vista de baixo
(Delgado P. D., 2009)

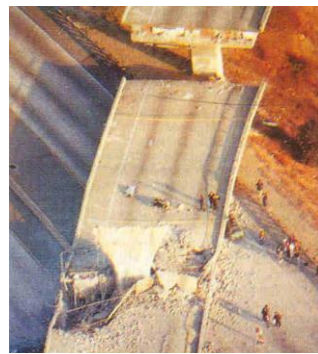


Figura 3.7 - Deslocamentos excessivos do tabuleiro
(Delgado P. D., 2009)



Figura 3.8 - Insuficiente resistência à solicitação axial
(Delgado P. D., 2009)

3.2.4 El Centro, Califórnia em 1940

O sismo de El Centro (Sudeste da Califórnia), fez-se sentir no dia 18 de Maio de 1940, com uma magnitude de 6,9 na escala de *Richter* e uma intensidade máxima de X na escala de *Mercalli*, com epicentro a 8 km ao norte de Calexico, Califórnia e com uma duração de 30 segundos. Uma complexa libertação de energia caracterizou este fenómeno como destrutivo de tamanho moderado que causou danos generalizados aos sistemas de irrigação e no Império durante os dias que se seguiram ao terremoto que durou o período de restauração e levou à morte de nove pessoas.

O sismo foi o resultado de uma rutura ao longo da Falha Imperial, como se pode observar na Figura 3.9 (entre a placa do pacífico e a Norte-Americana). Uma réplica forte com magnitude de 5,5 na escala de *Richter* seguiu pouco mais de uma hora após o abalo inicial e com epicentro perto de Brawley.



Figura 3.9 - Localização de El Centro (Wikipedia, 2018)

O fenómeno causou danos significativos nas cidades de Brawley, Imperial, El Centro, Calexico e Mexicali, sendo também sentido em lugares distantes como Los Angeles e Tucson, Arizona. A cidade de Imperial recebeu os maiores danos, sendo que 80% dos edifícios da cidade ficaram danificados.

O sismo também causou danos substanciais aos sistemas de irrigação numa área ampla do vale, com os canais do Imperial Irrigation District sendo danificados em vários locais. Com 90% dos danos causados nos canais do Sul da fronteira internacional, o racionamento da água tornou-se necessário em Brawley e no Império durante os dias que se seguiram ao sismo, durante o período de restauração dos canais. O sistema ferroviário também sofreu danos, com trilhos dobrados e danos a várias pontes. (El Centro earthquake 1940, 2018)

O acelerograma do sismo de El Centro é o que se apresenta na Figura 3.10, esta representação foi obtida através de um ciclo gerado a partir do programa Matlab, foram inseridos os incrementos de tempo do sismo de El Centro de 1940 e foi obtida uma representação gráfica da aceleração do solo, onde se pode observar uma aceleração máxima de $2,9 \text{ m/s}^2$.

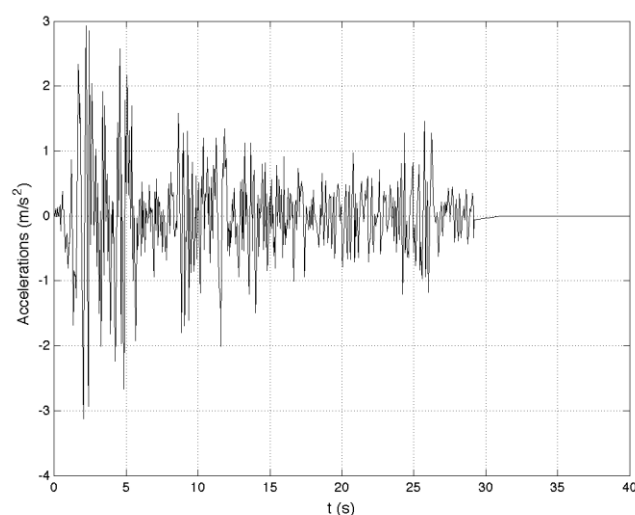


Figura 3.10 - Acelerograma gerado através do evento de El Centro

3.2.5 México em 1985

O sismo do México em 1985 ocorreu às 7h19 da manhã no dia 19 de Setembro com epicentro no oceano Pacífico próximo de Michoacán, litoral do México, alcançando a capital em aproximadamente 50 segundos chegando à magnitude 8,1 e 8,3 na escala de *Richter*. Deixou um rasto de destruição e morte na cidade do México, derrubando vários edifícios na capital Mexicana e outros estados. Foi tido como o pior sismo da história contemporânea e da América.

O abalo sísmico causou entre três e quatro bilhões de dólares em danos assim como 412 edifícios desmoronaram e outros 3124 foram seriamente danificados na cidade (a maior parte das quais com uma altura entre 8 e 18 pisos).

Foram também registados danos significativos em zonas dos estados de Jalisco, Michoacán, Colima, Guerrero, Morelos e Veracruz como se pode observa na Figura 3.11. O número mais citado de mortes é estimado em 10 mil pessoas havendo especialistas que apontam para os 35 000 mortos e 100 000 desalojados. Trinta e seis horas depois ocorreu uma réplica de magnitude 7,3 na escala de *Richter*. O primeiro sismo foi sentido em locais distantes como Houston, Cidade da Guatemala e Chiapas e gerou um *tsunami* que causou alguns danos próximo de Lázaro Cárdenas, com uma altura máxima de 3 m. (Campo Grande - Lisboa, 2017)



Figura 3.11 - Localização do abalo Sísmico de 1985 no México (México Earthquake, 2003)

México em Setembro de 2017

Dia 7 de Setembro de 2017 às 23h49 houve um abalo sísmico na escala de 8,1 na escala de *Richter* com epicentro em Chiapas, no México. Este foi o abalo mais forte registado na história do México conseguindo superar o sismo de 1985 e fazendo-se sentir em toda a América Central e até mesmo no estado Americano do Texas. Treze dias depois, dia 19 de Setembro, houve uma réplica com magnitude 7,1 na escala de *Richter* com epicentro no sul do estado de Guerrero, como se pode observar na Figura 3.12. (Campo Grande - Lisboa, 2017)



Figura 3.12 - Localização dos abalos Sísmicos de Setembro de 2017 no México (Earthquake, 2017)

A razão pela qual o México tem sofrido bastantes abalos sísmicos incide principalmente na região onde se localiza, devido à existência de várias placas tectónicas: a placa Norte-Americana, do Pacífico, do Caribe, de Cocos e a microplaca de Riviera, sistema esse que faz parte do Círculo de fogo do Pacífico, onde ocorre a maioria dos sismos do mundo.

A placa Norte-Americana é basicamente composta por granito, menos densa do que as outras, constituídas basicamente por rocha basáltica. Por ser mais densa, a Placa de Cocos é forçada pra baixo

da Placa Norte-Americana, a uma velocidade de 6,4 cm por ano, resultando em sismos e também na formação de vulcões.

O sismo também gerou um *tsunami* que registrou ondas de cerca de um metro de altura na região de Salina Cruz, alertas de ondas até três metros de altura foram emitidos para as regiões costeiras ao redor do epicentro. (Guzman, Fuentes, García, & López, 2015).

3.2.6 Peru – Pisco em 2007

O sismo do Peru teve origem no mecanismo da convergência de placas que se desenvolve na costa ocidental, isto é, processo pelo qual a placa Nazca desenvolve sismos de diversas magnitudes e diferentes níveis de profundidade, o que representa uma atividade sísmica frequente. A cidade de Pisco, localizada na região centro-sul do Peru, foi atingida pelo sismo no dia 15 de Agosto de 2007 com uma magnitude de 7,9 na escala de *Richter* e com uma duração de 2 minutos e meio como se pode observar na Figura 3.13

Este sismo constitui uma das catástrofes com maior gravidade sofridas no Perú nas últimas décadas tanto pelas vidas perdidas e feridos, como danos provocados nas habitações, infraestruturas em geral e no sector social e económico da região, como se pode verificar Figura 3.14. Pode-se contabilizar cerca de 596 mortos, 2294 feridos graves. Os danos registados nas habitações correspondem a 78,1% das habitações existentes e 27,1% destas habitações colapsaram. (Salas, Bernal, & Tavera, 2007)

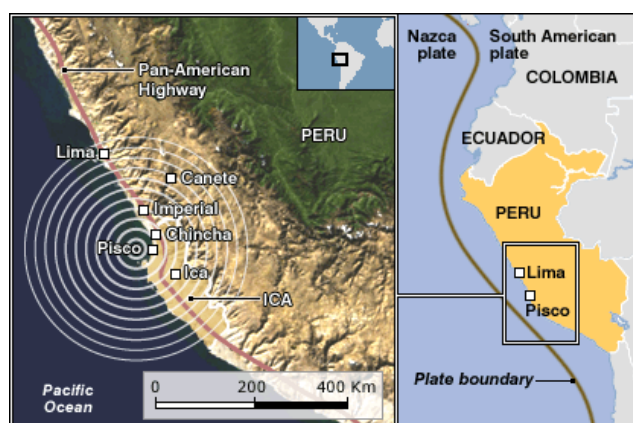


Figura 3.13 - Localização do abalo Sísmico de Agosto de 2007 no Perú-Pisco (Earthquakes and Plate Tectonics in Lima, Peru, 2011)



Figura 3.14 - Danos nas infraestruturas rodoviárias com o abalo sísmico no Perú (Martin, 2017)

3.2.7 China – Sichuan em 2008

No dia 12 de Maio de 2008 mais precisamente na província de Sichuan ocorre um dos sismos mais destruidores registados na China. Um sismo que atingiu uma magnitude de 7,2 na escala de *Richter* e XI na escala de *Mercalli* com uma duração de 90 segundos. O epicentro localizou-se a sudoeste da China no condado de Wenchuan, localizado na zona montanhosa da província de Sichuan. A origem deste fenómeno foi a movimentação para Noroeste da placa tectónica Indiana contra a Placa Euro-Asiática. Foram afetadas cerca de 45,97 milhões de pessoas das quais aproximadamente 80.000 mortes.

O prejuízo deste sismo ficou em cerca de 146 mil milhões (o que representa, em valores relativos a 2008, 4% do PIB da China) e a sua reconstrução, apenas para áreas mais afetadas, ficou em cerca de 150 mil milhões. (Campo Grande - Lisboa, 2017)

O forte impacto que este fenómeno causou foi devido ao facto de estarmos perante uma zona de um nível de sismicidade elevado, cercado por cadeias montanhosas e rios, com elevada densidade populacional com rendimentos bastante reduzidos, fatores que levam a presumir que a qualidade construtiva era afetada, tornando assim uma zona bastante vulnerável ao sismo. Outro problema que afetou bastante o deslizamento das terras ao longo das encostas é a formação dos 256 lagos distribuídos ao longo da falha e dos canais do rio. (Costa, Ferreira, & Oliveira, 2010)

As pontes foram as infraestruturas que mais danos sofreram com este sismo, o número total de danos/colapsos ascende a 3 053 estruturas, incluindo pontes relativamente recentes, o que torna uma perda económica ainda mais avultada. A maioria das pontes eram em betão armado, havendo ainda

algumas com soluções mais tradicionais (alvenaria e madeira). Os três principais problemas encontrados no colapso destas pontes, segundo observação da Figura 3.15 e Figura 3.16 foram:

- Apresentação de danos na zona dos encontros entre tabuleiros (observando colapsos parciais dos tabuleiros por movimentos dos apoios);
- Pontes colapsadas devido à proximidade da falha;
- Consequente nível da ação sísmica. (Costa, Ferreira, & Oliveira, 2010)



Figura 3.15 - Danos nos encontros entre tabuleiros, danos nos apoios e deslocamentos dos mesmos (Costa, Ferreira, & Oliveira, 2010)



Figura 3.16 - Colapso de ponte em alvenaria de pedra por rotura do arco central (Costa, Ferreira, & Oliveira, 2010)

A ponte de Baihua, bastante próxima do epicentro, foi inaugurada em 2004 contemplando já alguns detalhes sísmicos no seu dimensionamento para que ficasse operacional no pós-sismo. É de realçar que foi dimensionada para uma intensidade VII, no entanto não aguentou a ação sísmica a que foi sujeita apresentando vários danos e um colapso parcial devido à sua localização ser exatamente em cima da falha conforme se pode verificar na Figura 3.17 e Figura 3.18.



Figura 3.17 - Ponte de Baihua após o sismo (Costa, Ferreira, & Oliveira, 2010)



Figura 3.18 - Zona curva do tabuleiro que colapsou com marcação da falha (Costa, Ferreira, & Oliveira, 2010)

3.3 Métodos experimentais de caracterização estrutural após a ocorrência de ações sísmicas

Após a ocorrência de um sismo verifica-se que existem estruturas que colapsam ou que ficam perto do colapso. Neste contexto é essencial proceder a um levantamento da caracterização estrutural do edificado na zona afetada pelo sismo, para a qual existe uma grande variedade de ensaios. Alguns dos mais utilizados para esse efeito são apresentados nesta secção.

3.3.1 Métodos não destrutivos

Os ensaios não destrutivos consistem essencialmente numa série de análises, testes e controlos específicos que utilizam métodos que não provocam quaisquer alterações nas condições dos materiais ou da estrutura em causa. Não requerem, portanto qualquer destruição ou recolha de amostras (Peiretti, 2002) (AIPnD, 2008). Assim, o elemento estrutural inspecionado permanece praticamente íntegro e utilizável após a análise. Neste tipo de ensaios são utilizados os sentidos humanos da visão, do toque e

da audição, com o apoio de uma vasta seleção de equipamento que contribui para a objetividade da avaliação das condições estruturais e dos materiais.

Inspeção visual

O método mais antigo para a avaliação das condições de uma estrutura consiste no tradicional método de inspeção visual, onde um especialista verifica os elementos estruturais críticos por análise visual. Este método é baseado inteiramente na experiência e conhecimento do técnico que realiza a observação, pelo que os resultados são subjetivos, dependendo em larga escala do seu bom senso, apesar de terem sido desenvolvidas diversas ferramentas que ajudam a melhorar a objetividade destes testes.

Métodos de ultrassons

Esta técnica é baseada numa tecnologia que permite a propagação e dispersão de ondas sonoras no objeto de teste, as quais são medidas através de transdutores ultrassónicos, como se pode observar na Figura 3.19. A diferença temporal entre o envio de um impulso e a receção do eco, mas também a intensidade do eco, são medidas e avaliadas. Um tipo especial de transdutor eletromecânico é utilizado para gerar uma série de ondas curtas que se propagam no interior do objeto. A reflexão destas ondas assume diferentes formas, permitindo separar os materiais com diferentes densidades e propriedades elásticas. As ondas refletidas regressam ao transdutor, conforme se ilustra na Figura 3.20. Uma vez determinada a velocidade ultrassónica de um material, o intervalo temporal pode ser associado a eventuais falhas relacionadas com os ecos obtidos.



Figura 3.19 - Exemplo de um sistema de emissão e aquisição de impulsos por ultrassom (Soares, 2014)

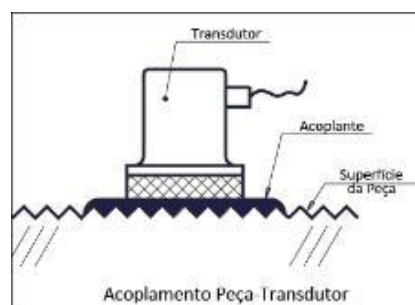


Figura 3.20 - Método não destrutivo ultrassom (Oliveira, 2012)

Para testes ultrassónicos de estruturas de betão armado, as técnicas de transmissão interna são aplicadas hoje em dia quase sem exceção. Os testes por transmissão necessitam de acessibilidade nos dois lados dos componentes a testar, e consequentemente permitem apenas medições ponto-a-ponto numa grelha predefinida.

No entanto, em muitos casos só é possível que os testes ocorram num dos lados da estrutura. O método ultrassónico em betão foi assim sendo otimizado para assegurar um máximo de eficácia na determinação dos dados obtidos, podendo inclusive ajudar na determinação de áreas ocas. Este método

apresenta grandes vantagens na medição de densidades e homogeneidades de estruturas em betão ao longo do tempo.

Uma técnica mais recente para a determinação da posição e do diâmetro dos varões de aço é o método ultrassónico em conjunto com um algoritmo de processamento particular (Wollbold & Neisecke, 1995). Os novos métodos de teste e a utilização de deteção por laser representam melhorias muito significativas nesta área, possibilitando uma medição muito mais rigorosa da densidade de estruturas de betão e em simultâneo determinar as suas condições internas.

Radiografia e radiometria

A tecnologia radiográfica é um dos métodos mais utilizados no contexto dos tipos de teste não destrutivos. Permite observar com detalhe o interior da estrutura, como se pode observar na Figura 3.21. Uma das principais teorias da radiografia baseia-se no princípio de que os materiais com diferentes espessuras ou densidades absorvem diferentes quantidades de radiação.

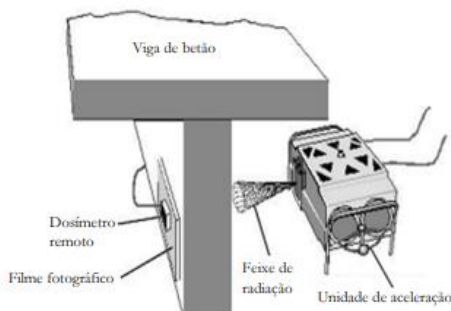


Figura 3.21 - Esquema representativo da técnica radiográfica (Soares, 2014)

Uma película fotográfica exposta a uma fonte radioativa será escurecida produzindo a imagem negativa. Nos novos sistemas digitais, a película é substituída por ecrãs digitais de computador, os quais podem produzir imagens positivas ou negativas.

A radiografia pode ser usada para a produção de uma imagem de qualquer material denso, sendo muitas vezes utilizada para examinar aço, betão ou qualquer outro material. Os resultados da análise através de uma radiografia são sensíveis à orientação das linhas de radiação. O betão armado é frequentemente analisado utilizando este método para determinar a localização de varões de aço ou cabos pré-esforçados. Áreas ocas no betão ou varões de aço que estejam em falta podem ser localizadas através de métodos de análise radiográfica antes que as cargas atinjam a sua capacidade máxima, situação especialmente relevante em grandes estruturas onde milhares de varões de aço poderão ser colocados, aumentando a possibilidade de falha. Este método demonstra ser muito útil na prática da engenharia civil em estruturas complexas e com grandes espessuras de betão.

Métodos de identificação modal

Em estruturas de grande dimensão, justifica-se plenamente que, na sequência de um sismo, sejam efetuados ensaios de caracterização dinâmica baseados na medição da resposta dinâmica sob excitação ambiente. A análise modal é um processo de análise dos fenómenos vibratórios que podem ser abordados por técnicas teóricas numéricas e experimentais. Estas são utilizadas para obter o modelo matemático representativo do comportamento dinâmico de um determinado componente ou estrutura. Através das suas características naturais, frequência, amortecimento e modos de vibração. O modelo matemático é designado como o modelo modal e as características naturais são também conhecidas como parâmetros modais.

Uma análise modal detalhada permite determinar frequências naturais e respetivos modos de vibração assim como o amortecimento. Esta análise é relativamente simples, quando efetuada em componentes básicos, e pode ser extremamente complicada quando se qualifica elementos ou estruturas complexas, expostos a várias cargas externas. Esses sistemas requerem a prévia determinação das frequências e respetivos modos de vibração naturais através da aplicação de técnicas como a análise de elementos finitos (MEF). A abordagem experimental pode servir para verificar ou validar os resultados obtidos analiticamente. A análise modal experimental apresenta como vantagem principal o facto de ser uma análise não destrutiva e de se poder efetuar em condições próximas da realidade com boa fiabilidade dos resultados obtidos. (Salgado, 2012)

3.3.2 Métodos destrutivos

Para as avaliações de segurança sobre sismos em estruturas existentes, é muitas vezes necessário retirar amostras de material, especialmente no sentido de avaliar a sua resistência. A estrutura será assim danificada numa zona específica e bem determinada. Para minimizar estes danos na realização do ensaio, pretende-se que as amostras sejam as mais pequenas possíveis, mas de modo a que representem os materiais constituintes do modelo.

Núcleos de perfuração

Uns dos ensaios mais comuns para retirar amostras são ensaios de núcleos de perfuração, nos quais um tubo de corte é colocado no elemento estrutural a analisar, o qual perfura um núcleo. O diâmetro destes núcleos varia consoante o objetivo dos ensaios, sendo criteriosamente escolhido para recolher partes representativas dos materiais constituintes. Estas questões estão geralmente associadas com a granulometria dos materiais constituintes da amostra. Os ensaios subsequentes são realizados em

laboratório. Os núcleos de perfuração são geralmente aplicados em materiais maciços como por exemplo o betão, embora esta aproximação seja também muito utilizada como complemento de estudos de solos de fundação. Em laboratório podem ser determinadas as resistências, módulos de elasticidade assim como outras propriedades físicas, químicas e mecânicas.

Ensaio de corte direto

Este tipo de ensaio é geralmente utilizado sempre que as propriedades do material não possam ser determinadas por núcleos pequenos. Um exemplo deste caso é a alvenaria, onde a argamassa tem efetivamente uma grande influência nas propriedades globais dessa alvenaria. É também possível cortar diretamente pedaços inteiros em vez de núcleos de perfuração, especialmente quando a forma cilíndrica não é possível de utilizar em técnicas de ensaio específicas.

Tal como os métodos de ensaio locais que permitem caracterizar propriedades dos materiais que são utilizadas na simulação do comportamento estrutural, é também possível utilizar medições da resposta estrutural para identificar as condições e capacidade de carga de uma estrutura. As medições da resposta estrutural permitem a realização de cálculos para identificação da rigidez global das estruturas, os quais são relevantes para que os efeitos de escala possam ser utilizados em análises globais.

3.4 Erros frequentes praticados em obras de passagens superiores pedonais

Desde os ensaios ao processo de execução existem lacunas cometidas que podem comprometer gravemente a estrutura ao longo da sua vida útil, tanto na sua utilização como no seu comportamento na presença da atividade sísmica.

Primeiramente, numa fase de ensaios, é de extrema importância o estudo geotécnico para assegurar a estabilidade das fundações, é uma ação indispensável em qualquer tipo de obra e deve ser realizada juntamente com o estudo topográfico. É por meio dela que são determinados tipo e resistência do solo, profundidade de cada camada e presença de água no subsolo, quando este não é conhecido é necessário fazer um subdimensionamento da fundação para evitar assentamentos diferenciais. Um dos fenómenos que levam a perda de capacidade de suporte dos solos de fundação é a liquefação.

A ocorrência deste fenómeno depende não só do nível da ação sísmica, mas também do tipo de solos e do grau de saturação deste.

Quando a capacidade resistente do solo é inferior aos esforços atuantes é necessário fazer fundações por meio de estacas de modo a perfurar as camadas de terra até encontrar solo firme (bed rock), caso contrário poderá comprometer severamente o comportamento da estrutura.

O colapso dos encontros pode também estar relacionado com a deficiente compactação do terreno. Devido ao efeito da ação sísmica na direção do tabuleiro as pressões entre o aterro e o encontro

aumentam. Em consequência disto o aterro mal compactado pode atingir a rutura empurrando a parte inferior do encontro tal como se pode observar na Figura 3.22.

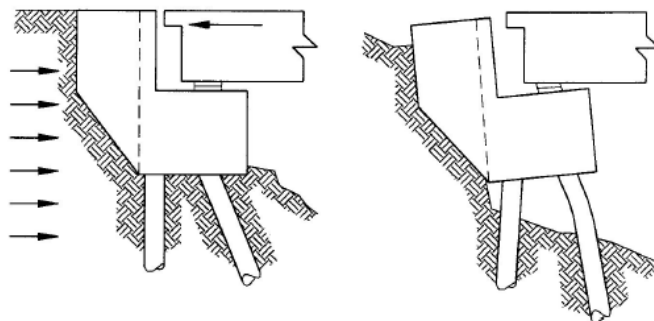


Figura 3.22 - Rotura do encontro devido à má compactação do aterro (Priestley, Seible, & Calvi, 1996)

Outro fator de extrema relevância, em que os erros na sua execução podem ser graves na vida útil da estrutura são os cálculos da armadura dos elementos estruturais, pois existe a tendência de diminuir a quantidade de armadura de modo a tornar a sua execução mais económica e devido a essa diminuição nas zonas de tração do betão ocorre a abertura de fendas que por sua vez provoca a carbonatação do betão com a entrada de oxigénio e a oxidação das armaduras com a entrada de água.

As fendas também podem resultar da colocação incorreta das armaduras e cabos de pré-esforço, deficiente cura do betão, assentamentos plásticos do betão ou a remoção prematura das cofragens.

As pontes e passagens superiores até ao final da década de 70 revelam, de uma forma geral, insuficiente capacidade resistente dos pilares ao esforço transversal devido à falta de armaduras transversais adequadas como se pode observar na Figura 3.23. Esta deficiência acontecia por falta de conhecimento que existia na altura acerca dos mecanismos de rotura por corte.



Figura 3.23 - Reforço de armadura transversal insuficiente (Guerreiro, 2011)

No entanto existem também exemplos de rotura por esforço transversal que não se podem associar a problemas de cálculo, mas sim a problemas de conceção. Casos do tipo “consola curta”, originados pela ligação de estruturas adicionais a meia altura dos pilares, ou a inclusão de capitéis não estruturais (por exemplo na Figura 3.24 são situações que poderão causar roturas por esforço transversal. (Guerreiro, 2011)



Figura 3.24 - Problemas de rutura por consola curta (Guerreiro, 2011)

No processo de execução o betão é preparado, ou pelo menos colocado e moldado em obra, o que potencia a ocorrência de defeitos na construção, tais como vazios e zonas porosas (Figura 3.25) segregação (Figura 3.26), erros de geometria (Figura 3.27), descontinuidades visíveis (Figura 3.28).



Figura 3.25 - Vazios e zonas porosas (Paulo, Campos, & Alexandre, 2002)



Figura 3.26 - Segregação do betão (Reparação de betão com danos superficiais, 2018)



Figura 3.27 - Erros de geometria (Paulo, Campos, & Alexandre, 2002)



Figura 3.28 - Descontinuidades visíveis no betão (Paulo, Campos, & Alexandre, 2002)

As principais causas da ocorrência de vazios e zonas porosas são a deficiente compactação do betão, a segregação dos inertes, granulometria mal escolhida dos inertes (deficiência de finos), baixa relação água/cimento, deficiente vibração, cofragem mal escorada ou de rigidez insuficiente.

A segregação do betão resulta numa distribuição não uniforme dos seus constituintes que por consequência, encontram-se finos em excesso à superfície e percentagens elevadas de água e cimento, este fenómeno pode ocorrer quando o espaçamento entre as armaduras é pequeno e não permite a passagem dos agregados durante a betonagem.

Os erros de geometria existem quando há deficiente controlo da qualidade na execução (posicionamento incorreto da cofragem), pode resultar pilares e paredes com inclinações ou excentricidades entre elementos da estrutura.

As descontinuidades visíveis no betão são por exemplo as juntas de betonagem, pontos onde existe descontinuidade do material ou entre elementos estruturais.

As manchas no betão podem significar manchas de humidade, colorações ou eflorescências, é resultado da ação dos óleos descofrantes, deficiente colocação de armaduras (corrosão), deficiente colocação da cofragem, ataque de ácidos, sulfatos e álcalis ou até mesmo ação dos materiais que estão incorporados no fabrico do betão.

As anomalias de durabilidade estão relacionadas com a degradação das estruturas ao longo do tempo em que os fatores que estão diretamente relacionados são a colocação do betão, exposição e corrosão das armaduras, fissuração, desagregação e descasque do betão.

As fissuras são resultado de variações significativas nos elementos estruturais, que podem surgir com o deficiente cálculo para as ações em causa abrindo fissuras por esforço transversal, por tração, compressão e torção (Figura 3.29), ações sísmicas (causa a fragmentação do betão como se pode

observar na Figura 3.30 ou até mesmo o colapso da estrutura), assentamentos diferenciais das fundações (Figura 3.31 e variações significativas da temperatura (Figura 3.32).

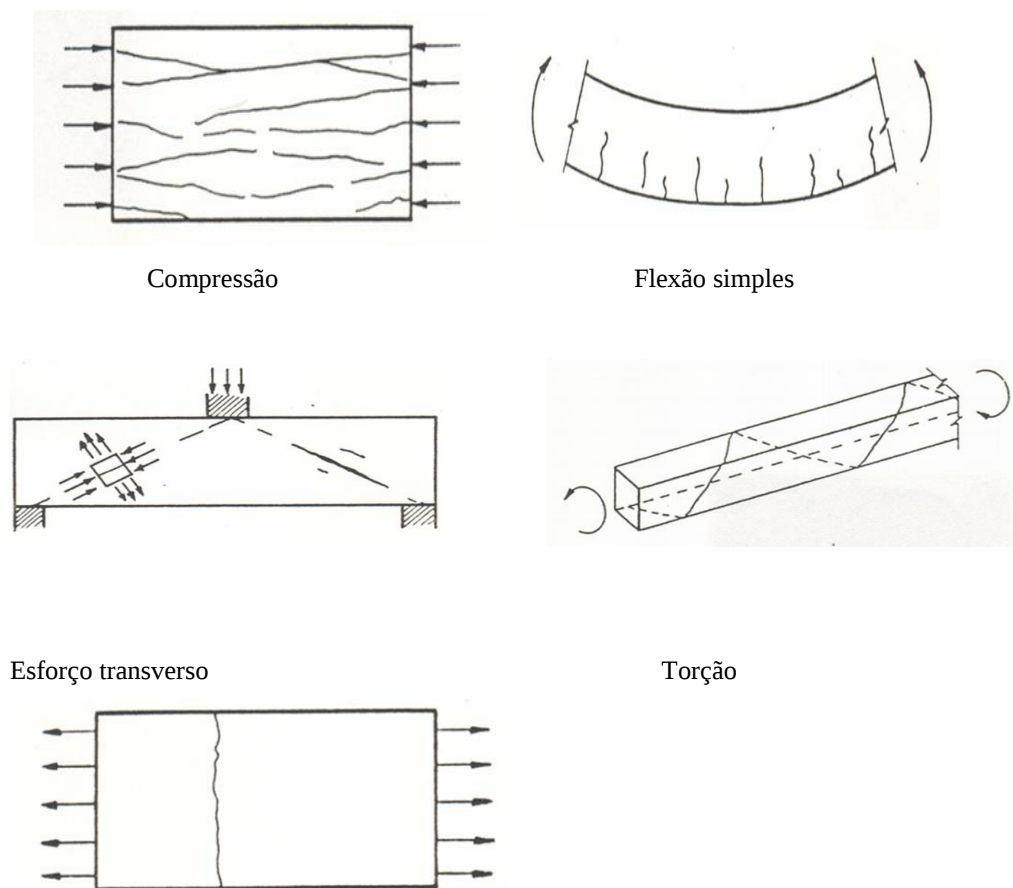


Figura 3.29 - Tipos de fissuras por meio de excesso de cargas e deficiências de cálculo (Paulo, Campos, & Alexandre, 2002)



Figura 3.30 - Fragmentação do betão (Paulo, Campos, & Alexandre, 2002)

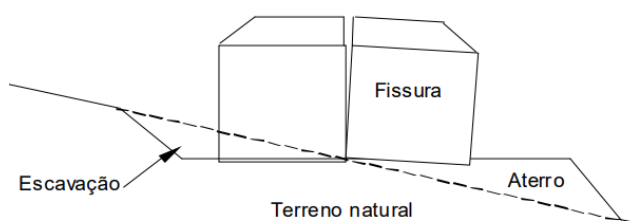


Figura 3.31 - Assentamentos diferenciais nas fundações (Pinto, 2011/2012)

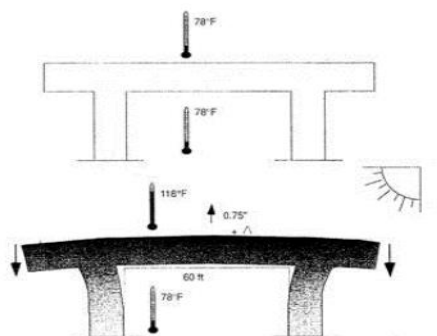


Figura 3.32 - Variação da temperatura (Paulo, Campos, & Alexandre, 2002)

Os apoios também são elementos onde se registam graves problemas, nomeadamente o défice na estimativa dos deslocamentos. Existem no entanto casos em que a rutura do sistema de apoios concebido para controlo da ação sísmica deu origem a deslocamentos excessivos sobre os apoios. No caso da Figura 3.33 deu-se a rutura do sistema de travamento horizontal onde causou deslocamentos excessivos no apoio de neoprene causando a queda do tabuleiro do apoio.



Figura 3.33 - Deslocamento excessivo no apoio (Guerreiro, 2011)

Na sequência dos erros praticados nas obras de passagens superiores pedonais, temos a mais recente ocorrência na passagem superior pedonal em Miami (Figura 3.34), passagem esta que fazia ligação entre a estação ferroviária e a Universidade Internacional da Florida e tinha sido executada a montagem dos elementos pré-fabricados 4 dias antes da tragédia. Esta estrutura colapsou no dia 15 de Março de 2018 pelas 14h locais, como se pode observar na Figura 3.35 atingiu várias viaturas e infelizmente, que resultaram em vítimas mortais. Trata-se de uma estrutura pré-fabricada, com 950 toneladas e um vão de 52m, tinha sido idealizada para resistir a ventos ciclónicos de nível 5 e para durar um século.

Foi a primeira passagem no mundo a ser construída inteiramente de cimento com mecanismo de autolimpeza: o dióxido de titânio de que é composto, quando exposto à luz solar, captura partículas poluentes do ar e limpa as próprias superfícies. (Queda de ponte pedonal em Miami, 2018)

Documentos obtidos pela agência de notícias Associated Press mostram que o Departamento de Transportes da Florida exigiu à Florida International University a mudança de local de um dos pilares que sustentariam a PSP (concluindo que foi esta a principal razão que levou ao colapso total da PSP como se pode observar na Figura 3.36), esmagando carros e matando seis pessoas. Segundo os mesmos documentos, aquela entidade impôs alterações ao projeto que podem estar ligadas às razões que levaram à derrocada do tabuleiro.

De acordo com aquela agência, o pilar de 33 metros de altura deveria ter sido construído na ponta norte do tabuleiro, mas a localização exata acabou por mudar três metros mais para norte, "aumentando assim a distância entre os suportes estruturais da ponta final da travessia e exigindo um novo desenho para as estruturas". (Queda de ponte pedonal em Miami, 2018)



Figura 3.34 - Passagem superior pedonal em Miami - Flórida (Queda de ponte pedonal em Miami, 2018)



Figura 3.35 - Colapso da PSP em Miami atingindo várias viaturas que circulavam na via inferior (Queda de ponte pedonal em Miami, 2018)



Figura 3.36 - Pilar que sofreu alterações em fase de projeto e que levou à rotura da ligação pilar-tabuleiro (Queda de ponte pedonal em Miami, 2018)

3.5 Risco sísmico da freguesia do Campo Grande

É importante caracterizar a localização de Portugal Continental para se poder avaliar o risco sísmico da freguesia do Campo Grande. Portugal Continental está condicionado pela interação de três placas tectónicas e que se movimentam entre si: a euroasiática, a norte-americana e a africana. Como tal, o território nacional encontra-se localizado num ambiente intermédio entre o de uma região intraplaca e o de uma região de fronteira de placas - a designada fronteira de placas Açores-Gibraltar. Pela análise da distribuição de intensidades máximas, é possível identificar uma concentração da atividade sísmica elevada na faixa litoral a norte de Sines (até à Nazaré), na região do Algarve e na região de Évora como demonstra a Figura 3.37.

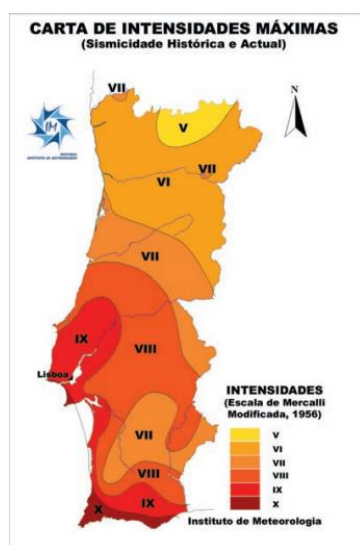


Figura 3.37 - Carta de intensidades máximas em Portugal continental, escala de *Mercalli* (C.M.L., 2017)

Com base em estudos efetuados em Portugal relativos a efeitos sísmicos, houve a necessidade esclarecer os conceitos para uma análise sísmica mais eficaz. Os principais conceitos utilizados no domínio do risco de desastres, particularizados para o tema do risco sísmico são:

- Perigo (ou ameaça) - corresponde ao fenómeno sísmico que tem o potencial de causar danos; a perigosidade sísmica é a probabilidade de determinado nível da ação sísmica ser excedido, num dado local e intervalo de tempo especificado; geralmente, o nível da ação sísmica é traduzido por variáveis que medem a intensidade do movimento do solo;
- Exposição - engloba os elementos em risco (pessoas, sistemas construídos, etc.) que podem ser afetados adversamente no caso de um sismo ocorrer, por se encontrarem numa região sujeita ao perigo sísmico;
- Vulnerabilidade sísmica - reflete a capacidade que um determinado elemento em risco tem para resistir ou para ser afetado pelo perigo sísmico, sendo condicionada pela severidade da ação de um sismo no local; em estudos regionais de risco sísmico é usual realizar um inventário georreferenciado da exposição, que inclui fatores que caracterizam a vulnerabilidade sísmica dos elementos;
- Danos - correspondem aos efeitos físicos adversos causados por um sismo de determinada intensidade sobre o elemento em risco;
- Tipologias - são subconjuntos de sistemas construídos com características idênticas em termos da sua vulnerabilidade à ação sísmica; no caso dos edifícios, as tipologias identificam-se pelo respetivo desempenho sísmico, que é condicionado basicamente pelas suas soluções estruturais.

Em conclusão, o risco sísmico exprime a probabilidade de se igualar, ou exceder, um determinado valor de perdas, num dado local e intervalo de tempo, e resulta do facto de nesse local existirem elementos vulneráveis expostos a determinados níveis de perigosidade sísmica (Sousa, 2012). Assim, como se observa na Figura 3.38, a freguesia do Campo Grande está inserida numa intensidade de VII/VIII na escala de *Mercalli*.

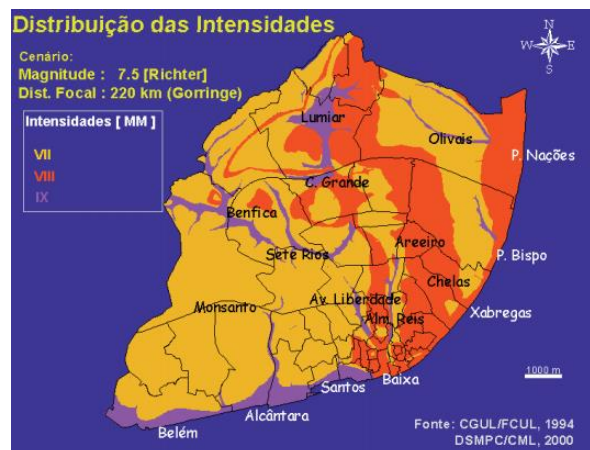


Figura 3.38 - Carta de distribuição de intensidades para o cenário sísmico de Lisboa

3.6 Comportamento sísmico do caso de estudo

O colapso de estruturas sobre vias de comunicação durante a ocorrência de um sismo na freguesia do Campo Grande, aumenta o risco em virtude do seu volume populacional, proximidade ao aeroporto, tráfego rodoviário intenso, transportes públicos que nesta via circulam e a proximidade com o centro de Lisboa e hospitais públicos.

Assim, o estudo do comportamento sísmico da passagem superior pedonal da presente dissertação é de extrema relevância para a freguesia do Campo Grande, pois a passagem superior pedonal atravessa uma via rodoviária principal, onde inclusive permite o acesso ao Hospital Pulido Valente no sentido Centro/Lumiar e ao hospital de Santa Maria no sentido Lumiar/Centro. Na presença de um fenómeno sísmico, se esta passagem superior não tiver um bom desempenho durante a ocorrência de um sismo e havendo colapso total ou parcial da mesma, a via poderá ficar obstruída e afetando a circulação dos veículos de emergência, com consequências indiretas para a perda de vidas humanas.

No caso de a estrutura ficar com danos reversíveis seria necessário haver um estudo onde fosse realizada uma análise detalhada da possibilidade de reabilitação da mesma.

3.7 Considerações finais

A passagem dos sismos sempre fez história, existindo cenários mais destrutivos que outros. No subcapítulo 3.2 foram relatados fatos reais de algumas dessas destruições e o respetivo impacto socioeconómico que foi causado após a passagem do sismo. Sendo que não são propriamente os sismos que causa a perda de vidas humanas, mas sim a destruição das estruturas, é da máxima importância que estas sejam estudadas, projetadas e executadas como estruturas sísmo-resistentes. Deste modo, o estudo de cada estrutura e o próprio historial de cidades que foram devastadas por sismos são de relevância maior para que se possam minimizar perdas humanas e materiais futuras.

As estruturas de betão, até há relativamente pouco tempo, eram dimensionadas sem ter em conta o seu estado de conservação durante o tempo de vida útil. Nos dias de hoje, é de conhecimento geral que as estruturas de betão armado sofrem muita deterioração com o tempo, desenvolvendo patologias que diminuem a sua capacidade resistente. Devido à durabilidade de estruturas de betão armado, surgiu a necessidade de desenvolver ensaios que reunissem conhecimentos sobre a integridade estrutural dos elementos e a sua segurança, como por exemplo os ensaios por métodos de ultrassons. Os ensaios não destrutivos surgem assim como solução ideal a este problema, pois permitem, de forma não invasiva e com o mínimo de perturbação, aferir o estado de condição de uma estrutura.

Os erros praticados em fase de projeto e em fase de execução são cruciais para o bom desempenho ao sismo das estruturas. Como tal foram mencionados vários erros frequentes, tais como: a falta de armadura à flexão (cintas), fendilhação do betão (provocando assim a corrosão da armadura e

a perda da sua resistência), pouca resistência à compressão (pilares), mau dimensionamentos dos elementos estruturais, não cumprimento das indicações dadas pelo projetista (ao nível da economia), má execução dos trabalhos relativos à colocação das armaduras e má gestão no que diz respeito à fase de ensaios dos solos.

Uma vez que a estrutura do caso de estudo, referida no Capítulo 4, se localiza em Lisboa, na freguesia de Campo Grande, esta foi identificada como uma localidade de uma intensidade sísmica média-alta, em que a análise sísmica dessa estrutura é de extrema importância, devido ao tipo de estrutura e à sua localização.

4 Caraterização da Passagem Superior Pedonal do Campo Grande

4.1 Considerações iniciais

O bom desempenho estrutural das passagens superiores, durante a sua vida útil, é de elevada relevância para garantir a segurança das pessoas. Neste caso, a passagem superior pedonal (PSP) do Campo Grande faz a ligação entre a Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias (ULHT) e o Jardim do Campo Grande para possibilitar a passagem em segurança dos alunos sobre a via rodoviária.

Atendendo que esta passagem superior é utilizada com frequência, é importante avaliar o seu comportamento estrutural sob ações, pois a mesma pode revelar alguma fraqueza estrutural e originar o seu colapso. A Ordem dos Engenheiros Técnicos defende que, em caso de sismo, o país e sobretudo a capital, não estarão preparados para reagir à catástrofe. Sendo o Campo Grande parte da Grande Lisboa, torna-se de elevada importância avaliar o comportamento desta estrutura quando sujeita à ação sísmica, de forma a salvaguardar a normal circulação dos peões sobre a passagem bem como os restantes intervenientes que circulam na via inferior.

No presente capítulo procede-se à caraterização da PSP, com base na identificação dos parâmetros modais obtidos a partir dos registos da resposta da estrutura em vibração ambiente. Neste tipo de metodologias, de caraterização estrutural, o valor exato das ações provocadas pelo tráfego rodoviário circundante, passagem de peões, vento, etc., é geralmente desconhecido.

Após a realização de inspeções visuais para validação da informação constante em fase de projeto, de uma campanha experimental de ensaios de caraterização dinâmica e o desenvolvimento de uma modelação numérica com elementos finitos (considerando os elementos da memória descritiva e justificativa), foram detetadas discrepâncias significativas na resposta da estrutura na fase de operação e em fase de projeto.

4.2 Descrição do caso de estudo em fase de projeto

A PSP do Campo Grande está localizada no distrito de Lisboa (Figura 4.1,) e é caracterizada por uma estrutura pré-fabricada, executada no ano 2000 (Memória Descritiva, 2000) de modo a facilitar a passagem dos alunos da ULHT para o jardim do Campo Grande, conforme se pode visualizar na Figura 4.2.



Figura 4.1 - Localização do Campo Grande em Portugal Continental (Campo Grande - Lisboa, 2017)



Figura 4.2 - Passagem Superior Pedonal do Campo Grande (Google, s.d.)

Materiais

Nos elementos pré-esforçados, vigas em forma de I, foi utilizado betão de classe B45 (atual designação C40/50), aço do tipo A500NR em varão nervurado, aço do tipo A500NL em malha electrosoldada e para aço de pré-esforço do tipo A1860/1660 com uma resistência característica à rotura de $f_{puk} = 1860 \text{ MPa}$. Nos outros elementos pré-fabricados de betão armado (lajes entre vigas, pilares, escadas e rampas) utilizou-se betão da classe B30 (atual designação C25/30), aço do tipo A500NR em varão e aço do tipo A500NL em malha electrosoldada. (Memória Descritiva, 2000)

Vigas longitudinais

A solução da superestrutura da PSP é constituída por duas vigas pré-fabricadas em betão armado e pré-esforçado, com secção transversal constante em I, vencendo um vão livre de 24,705 m (Figura 4.3), e com 1,23 m de altura. Estes elementos são executados pelo método de pré-tensão com cabos de 0,5” equivalente a um diâmetro de 12,7 mm, 20 cordões no banzo inferior e 2 cordões no banzo superior, tal como mostra a Figura 4.4.

- Note-se que, no método de pré-esforço por pré-tensão, as armaduras são tensionadas antes da colocação do betão, a transferência de força é realizada por aderência e o tensionamento é realizado em fábrica (tensão aplicada contra cofragens ou contra maciços de amarração). (Appleton & Marchão, 2004)

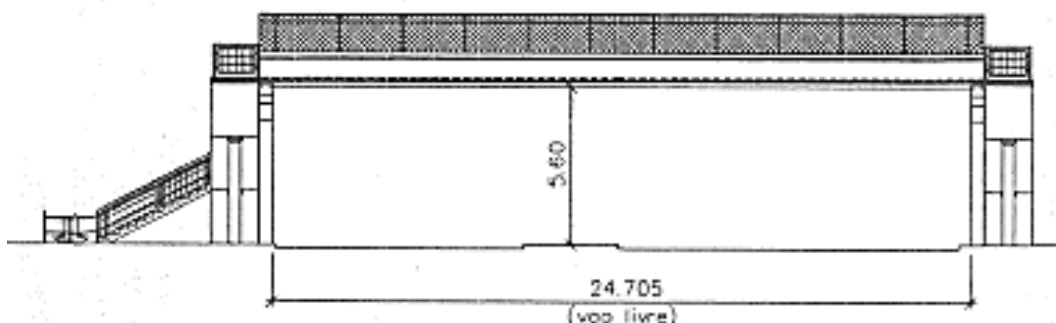


Figura 4.3 - Alçado frontal da estrutura (Memória Descritiva, 2000)

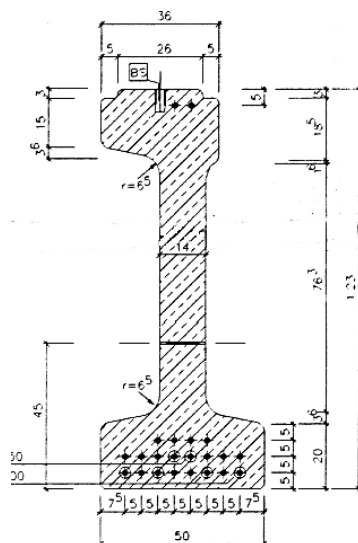


Figura 4.4 -Secção transversal da viga (dimensões em cm) com representação dos cabos de pré-esforço (Memória Descritiva, 2000)

Lajes

As lajes pré-fabricadas entre as vigas são em betão armado, com vão de 2,20 m e 0,13 m de espessura. As lajes pousam no banzo inferior das vigas (Figura 4.5) e são fixas através de uma tira de cortiça embebida em alcatrão, buchas metálicas e cantoneiras soldadas à armadura principal da laje espaçadas de 70 cm, aproximadamente, como indica a Figura 4.6.

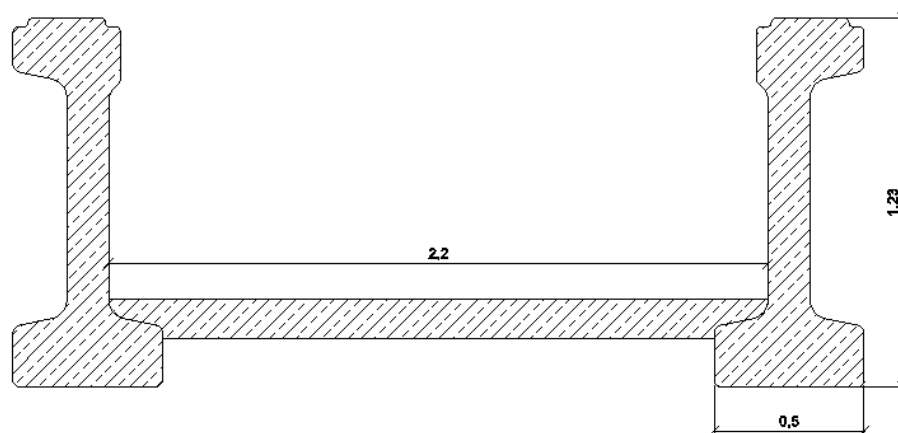


Figura 4.5 - Esquema da secção transversal do tabuleiro projetada

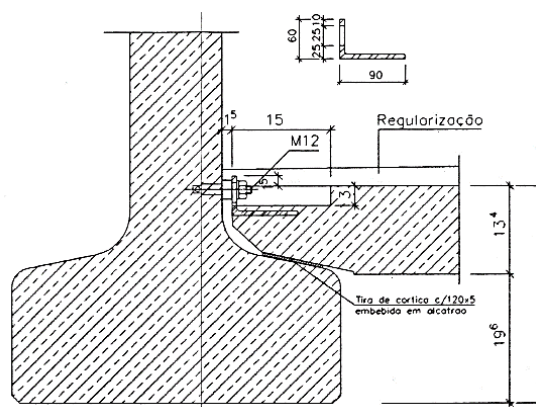


Figura 4.6 - Esquema da secção transversal com pormenor das ligações Laje-Viga (Memória Descritiva, 2000)

Pilares

Os pilares são elementos pré-fabricados de betão armado, de secção variável em altura de 1,40 x 0,45 m² na base até 0,70 x 0,45 m² junto ao cabeçote para suportar as vigas longitudinais, como ilustrado na Figura 4.7 e na Figura 4.8.

Para assegurar as ligações viga-pilar foram utilizados ferrolhos ancorados no capitel do pilar, atravessando a placa de neoprene (material presente no aparelho de apoio). As lajes entre as vigas também são simplesmente apoiadas existindo apenas ligações metálicas para assegurar a ligação.

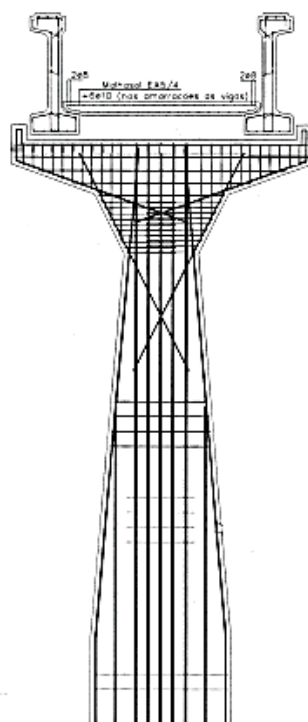


Figura 4.7 - Secção transversal do pilar e respetivo apoio do tabuleiro (Memória Descritiva, 2000)



Figura 4.8 - Ligação viga-pilar simplesmente apoiada

Terreno

A informação sobre o tipo de terreno e as características das fundações não estão referenciadas na memória descritiva de projeto. Contudo, a memória descritiva faz referência a uma tensão de segurança do terreno de 200 kPa.

4.3 Levantamento das diferenças geométricas

Após a primeira inspeção visual de reconhecimento estrutural da PSP, a análise do projeto (memória descritiva e peças desenhadas) e a modelação numérica com elementos finitos, foi possível detetar diferenças entre a solução de projeto e a solução executada.

Assim, foi possível identificar que:

- A laje não tem espessura constante ao longo do vão; assim, na zona dos pilares tem 0,35 m ao longo dos primeiros 3,50 m de vão e no restante comprimento central do tabuleiro compreende uma espessura de 0,15 m;
- Os pilares, apesar da base ter as mesmas medidas de projeto, a altura não é a mesma; verificou-se uma diferença de 0,30 m;

As vigas, que na realidade vencem um vão teórico de 25,15 m, são de facto constantes ao longo do vão e o seu perfil corresponde na íntegra com o que foi definido em fase de projeto.

O Quadro 4.1 faz uma síntese das diferenças identificadas entre a fase de projeto e o executado.

Quadro 4.1 - Síntese das diferenças entre o que foi projetado e o que foi executado

Elemento estrutural	Projeto	Execução
Pilares	1,40 x 0,45 x 5,60 m ³	1,40 x 0,45 x 5,90 m ³
Vigas	Perfil em I igual, tanto em projeto como o que está executado	
Lajes	Largura = 2,20 m Espessura = 0,134 m	Largura = 2,00 m Espessura variável entre 0,15 m e 0,35 m
Vão teórico	25,60 m	25,15 m

Note-se que as diferenças identificadas são apenas as que são visíveis, pelo que poderão existir diferenças em termos de fundações e materiais utilizados às quais não reportadas neste trabalho.

Na presença de novos dados e após a atualização do modelo numérico, foi feita uma análise modal ao modelo calibrado, onde foi possível chegar a valores mais próximos com os que foram obtidos em campanha experimental.

4.4 Ensaios de caracterização dinâmica

No âmbito de uma campanha de ensaios de caracterização dinâmica, em vibração ambiental, sobre a passagem pedonal, foram estimadas as propriedades modais da estrutura, nomeadamente, as frequências e respetivos modos de vibração, bem como os coeficientes de amortecimento (Santos A. , 2016). Como fontes de vibração ambiental do tabuleiro, consideram-se as ações do tráfego pedonal sobre a passagem superior (realizado no âmbito da unidade curricular de Engenharia Sísmica do Mestrado em Engenharia Civil da ULHT), o tráfego rodoviário que circula nas imediações e a ação do vento.

Os resultados das propriedades modais serviram, particularmente, para calibração dos modelos numéricos da PSP, de modo a ser concebida uma modelação numérica mais realista, visto que o que foi executado não está exatamente de acordo com o projeto inicial.

4.4.1 Descrição do equipamento de monitorização

Na campanha foi utilizado equipamento de monitorização composto por um sistema de aquisição, quatro acelerómetros e um computador portátil. Em particular, os ensaios foram executados com recurso a um sistema de aquisição da *National Instruments* composto por:

- **Unidade de aquisição NI SCXI-1000DC, módulo de aquisição NI SCXI-1530 e computador portátil** - O conjunto forma o sistema de aquisição de dados, registados diretamente num

computador portátil, como se pode observar na Figura 4.9. A frequência de aquisição assumida foi de 100 Hz.

- **Quatro acelerómetros uniaxiais (modelo 393B12)** - O instrumento de medição da PCB Piezotronics de elevada sensibilidade (10 V/g), da tecnologia ICP e com gama em frequência de 0,15 a 1000 Hz, como se pode observar na Figura 4.10.



Figura 4.9 - Sistema de aquisição utilizado na campanha experimental

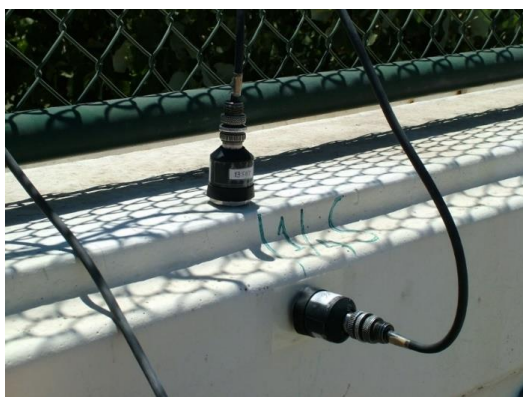


Figura 4.10 - Posicionamento dos acelerogramas

4.4.2 Descrição dos ensaios dinâmicos

Foram realizados dois ensaios independentes, de forma a medir a resposta estrutural em acelerações, em condições de utilização.

A metodologia de ensaio consistiu em posicionar os quatro acelerómetros ao longo do tabuleiro em secções equidistantes de medida, de modo a obter-se uma resolução espacial adequada para caraterizar, experimentalmente, as configurações dos modos de vibração.

4.4.3 Identificação experimental das frequências e modos de vibração

De acordo com o trabalho de Santos (2016), na Figura 4.11 e na Figura 4.12 são apresentados os dados de aceleração medidos pelos quatro sensores antes e depois do processo de filtragem (filtro passa alta com frequência de corte de 0,3 Hz). Na Figura 4.13 e na Figura 4.14 apresentam-se as densidades espectrais de potência para cada ensaio (obtidas a partir de uma transformada rápida de Fourier aplicada nos dados de aceleração filtrados).

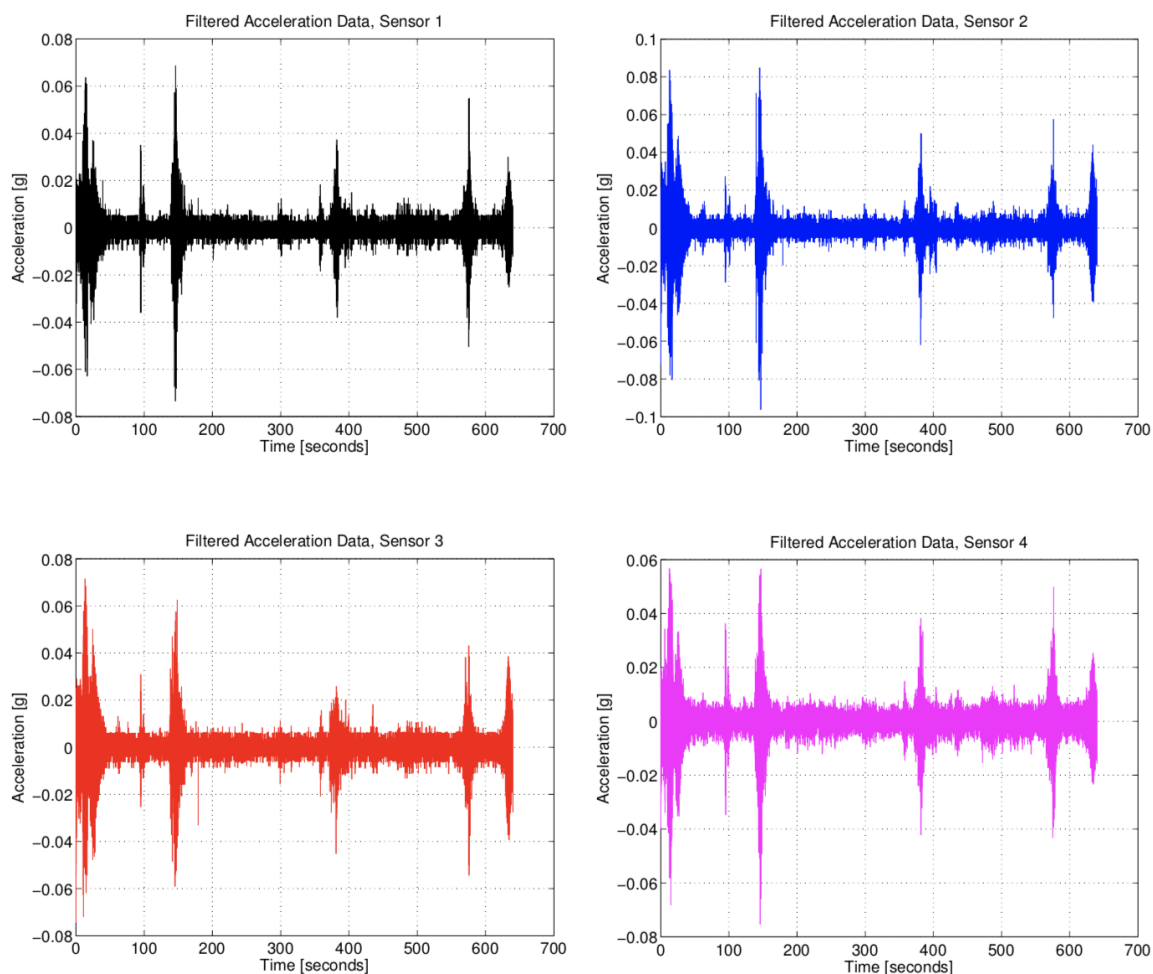


Figura 4.11 – Ensaio 1 - Dados de aceleração de cada sensor (Santos A. , 2016)

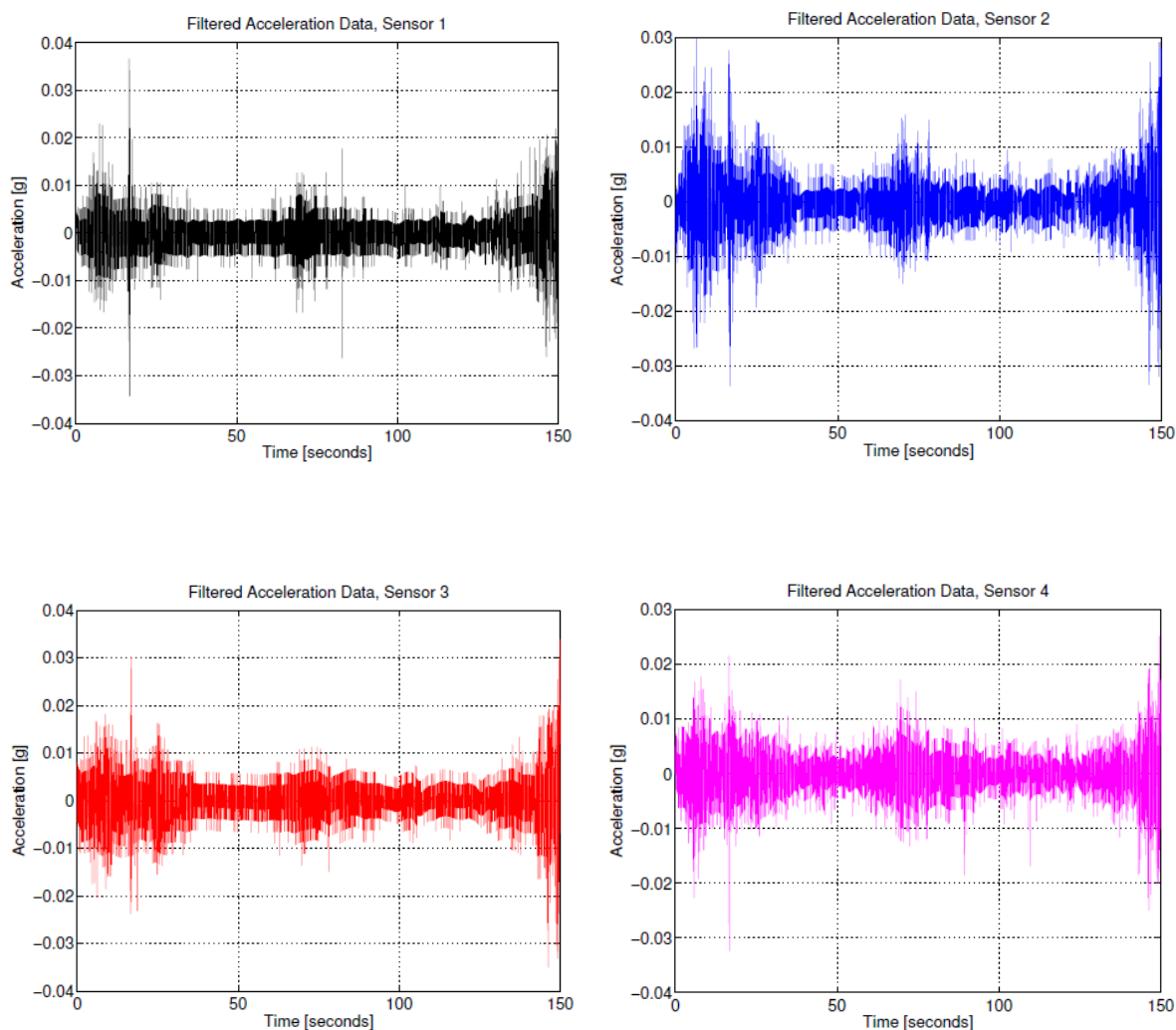


Figura 4.12 - Ensaio 2 - Dados de aceleração de cada sensor (Santos A. , 2016)

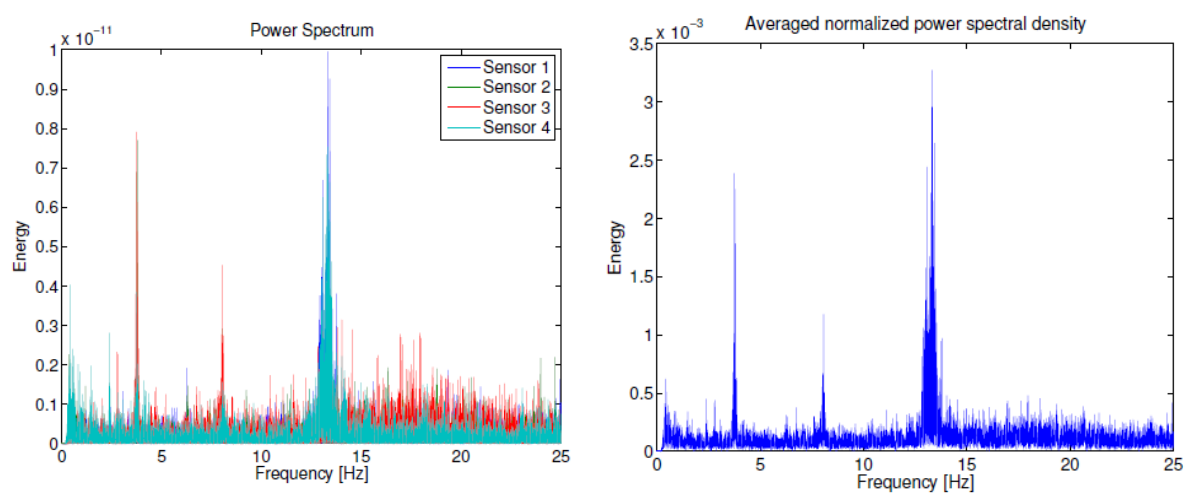


Figura 4.13 - Densidade espectral de potência referente do Ensaio 1 (Santos A. , 2016)

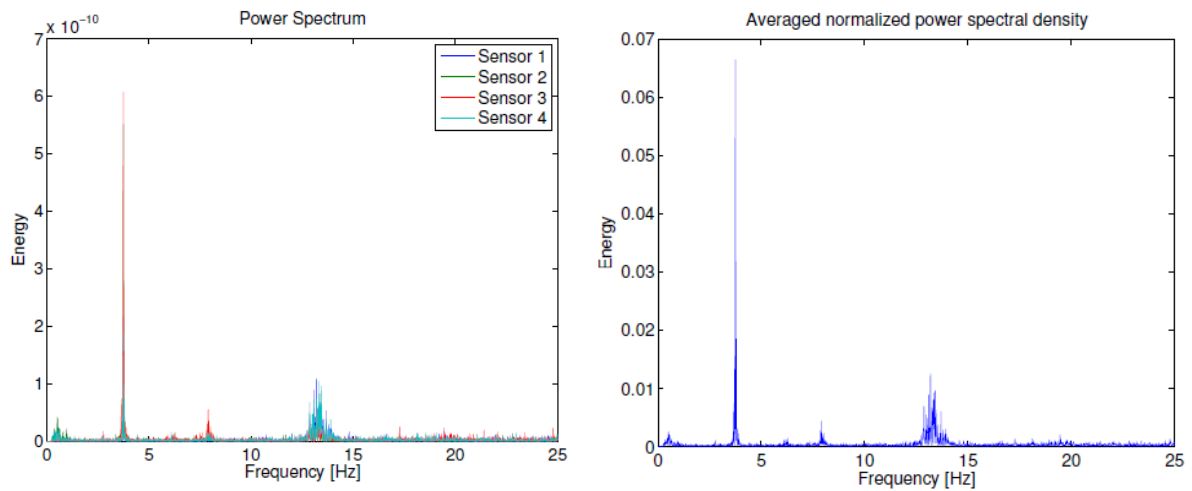


Figura 4.14 - Densidade espectral de potência do Ensaio 2 (Santos A. , 2016)

Método Peak-Picking

O método de Peak-Picking é um dos métodos mais simples e tradicionais, no domínio da frequência, aplicado há algumas décadas em estruturas de engenharia civil. Este método consiste na identificação das frequências de vibração através dos picos do espectro de potência. A consideração das frequências do sistema é baseada na construção da média normalizada da densidade espectral de potência (*Average Normalized Power Spectral Densities – ANPSDs*), na qual se podem identificar as frequências naturais do sistema através da escolha dos picos de ressonância no ANPSDs. (Araújo, 2015)

Assim, através do método de peak-picking nas Figura 4.13 e Figura 4.14 é possível identificar a média das três frequências próprias de vibração da PSP do Campo Grande, tal como resumido no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 - Frequências de vibração experimentais da estrutura (Santos A. , 2016)

Modos de vibração	Frequência (Hz)	Configuração modal do tabuleiro
1	3,755	Flexão vertical
2	8,061	Torção
3	13,34	Flexão vertical

4.5 Modelação numérica

4.5.1 Introdução

Com o desenvolvimento e crescimento da complexidade das estruturas de Engenharia Civil nas últimas décadas, houve a necessidade de desenvolver modelos numéricos melhorados para efeitos de dimensionamento e de análise estrutural. Contudo, os modelos numéricos, na maioria das vezes, não produzem resultados precisos em relação à resposta real do sistema estrutural, porque (i) os modelos são incompletos por natureza e (ii) nem sempre a geometria estrutural e as características dos materiais utilizados da definição dos mesmos estão de acordo com a realidade. Assim, há necessidade de se proceder à calibração e validação dos modelos numéricos. Esta calibração é feita, genericamente, com recurso aos resultados obtidos em ensaios experimentais.

Os modelos numéricos para descrever o comportamento da passagem superior em estudo foram desenvolvidos com recurso ao programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis*.

4.5.2 Modelação plana com elementos finitos de barra

4.5.2.1 Modelo de projeto

Foi desenvolvido um modelo numérico de elementos finitos no plano vertical da passagem superior, com recurso à geometria e materiais de projeto, através de elementos de barra com três graus de liberdade por nó. Na Figura 4.15 é possível verificar a modelação simplificada da geometria da PSP. Nas escadas, embora sejam um elemento efetivo de contraventamento da estrutura, foram desprezadas na modelação, com o pressuposto de que o comportamento das vigas no plano de flexão vertical é independente das mesmas. A ligação entre os elementos de barra, pilares e vigas, foi considerada rotulada, devido ao facto de se tratar de uma PSP composta por elementos pré-fabricados e simplesmente apoiados.

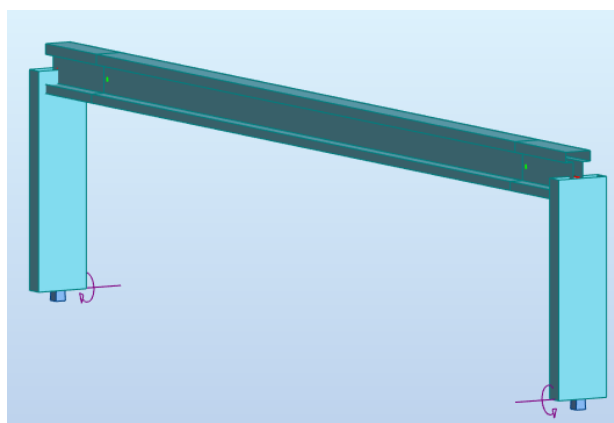


Figura 4.15 - Passagem superior com a definição das secções

Vigas longitudinais

Foi desenvolvida uma sessão transversal equivalente no plano às duas vigas, tal como ilustrado na Figura 4.16.

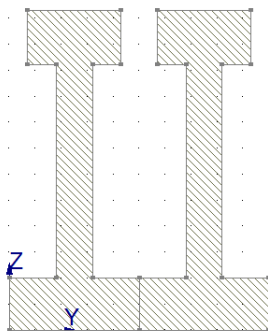


Figura 4.16 - Secção das vigas após ajuste da geometria

As vigas foram modeladas com elementos de barra e com uma secção transversal com área e inércias equivalentes no plano, tal como se pode observar na Figura 4.16. As propriedades do material foram definidas de acordo com a informação da memória descritiva e justificativa. As propriedades geométricas, de massa e material estão resumidas no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 - Propriedades gerais da secção das vigas longitudinais utilizadas no programa de cálculo automático

Área	A	5808,00	cm ²
Centro de gravidade	Yc	50,00	cm
	Zc	56,80	cm
Perímetro	S	740,00	cm
Material base	B45		
	E	35000,00	MPa
	den	2549,29	kg/m ³
	WU	1480,63	kg/m

Pilares

Os pilares têm secção variável em altura, diminuindo até próximo do topo, existindo um alargamento que formam capitéis onde se apoiam as vigas do tabuleiro, como se pode observar na Figura 4.17. Assim, de forma simplificada, os pilares foram modelados com elementos de barra com uma

secção contínua de $1,40 \times 0,45 \text{ m}^2$ e 5,6 m de altura como ilustrado na Figura 4.18, com a definição do material exposto na memória descritiva e justificativa de projeto.



Figura 4.17 - Pilar da passagem superior pedonal

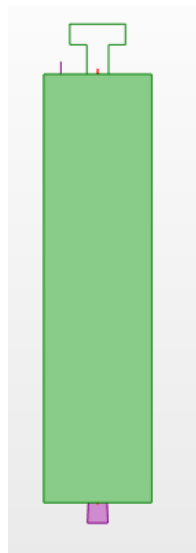


Figura 4.18 - Pilar em elemento de barra no programa de cálculo automático

Lajes

Uma vez que as lajes são elementos discretos e estruturalmente apoiadas nas vigas longitudinais, o peso próprio das mesmas foi modelado através de uma carga uniformemente distribuída, ao longo das vigas, de 3,25 kN/m.

Condições de apoio

A informação sobre o tipo de terreno e as características das fundações não estão referenciadas na memória descritiva. Desta forma, e tendo em conta o baixo nível de solicitação em serviço, os pilares foram considerados encastrados na base, tal como ilustrado na Figura 4.18.

Assim, as configurações modais correspondentes ao modelo plano, de acordo com as especificações de projeto, estão ilustradas nas Figura 4.19, Figura 4.20 e Figura 4.21. De modo a fazer uma síntese dos resultados obtidos através da modelação da estrutura, não calibrada em ROBOT, o Quadro 4.4 resume as frequências alusivas aos três primeiros modos de vibração.

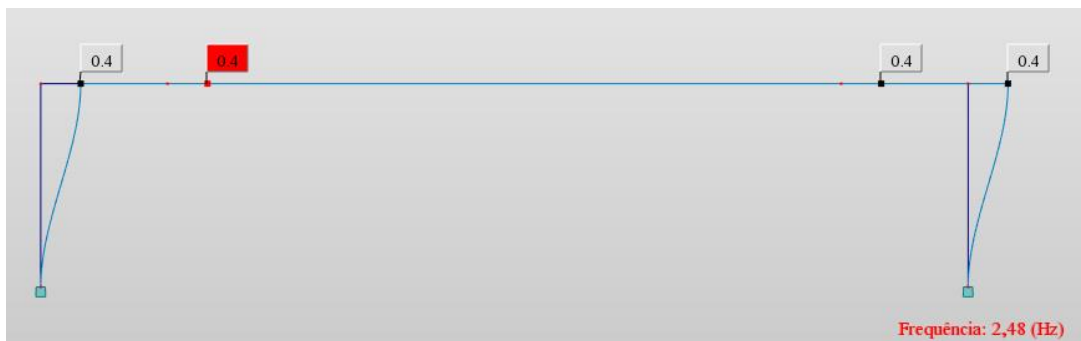


Figura 4.19 - Configuração do primeiro modo de vibração, obtido através do modelo plano não calibrado

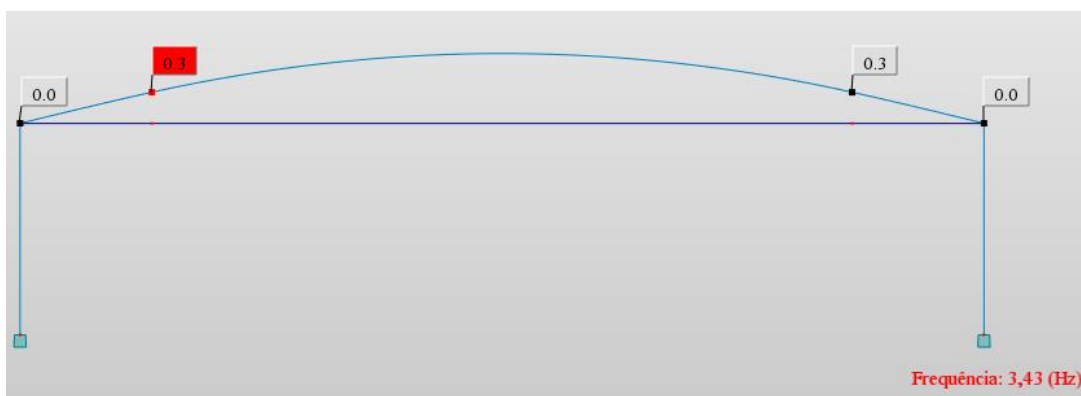


Figura 4.20 - Configuração do segundo modo de vibração, obtido através do modelo plano não calibrado

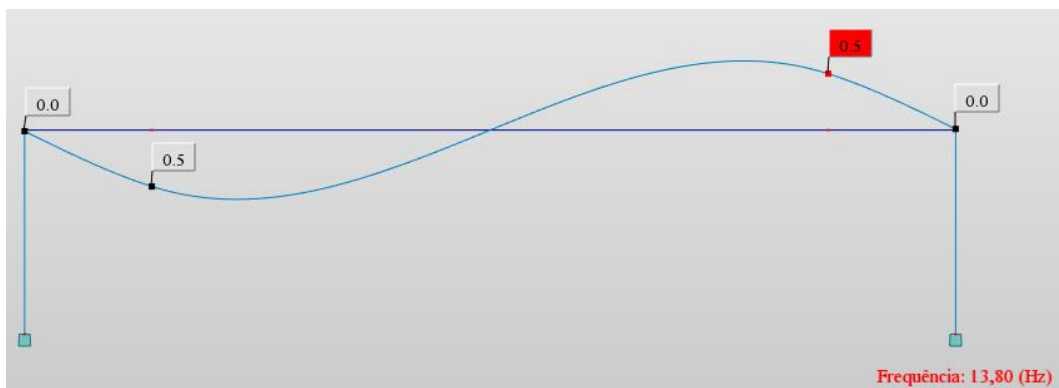


Figura 4.21 - Configuração do terceiro modo de vibração, obtido através do modelo plano não calibrado

Quadro 4.4 - Frequências obtidas através do modelo plano não calibrado

Modelo plano	Configuração modal do tabuleiro
f (Hz)	
2,48	Translação horizontal
3,43	Flexão vertical
13,80	Flexão vertical

4.5.2.2 Modelo calibrado

A calibração do modelo numérico tornou-se indispensável, após a modelação numérica de acordo com os dados do projeto e depois da visita à PSP, tal como foi mencionado no subcapítulo 4.3. A alteração da espessura da laje resultou num aumento de massa do tabuleiro na zona dos apoios; além disso, de forma a considerar alguma continuidade estrutural entre as lajes e o patamar das escadas, foi considerada uma mola elástica com uma rigidez em rotação de 1850 kN.m/grau. Houve a necessidade de corrigir o módulo de elasticidade para 38,6 GPa. Esta correção baseou-se na idade e envelhecimento da estrutura. Deste modo, as configurações modais correspondentes ao modelo calibrado estão ilustradas nas Figura 4.22, Figura 4.23 e Figura 4.24.

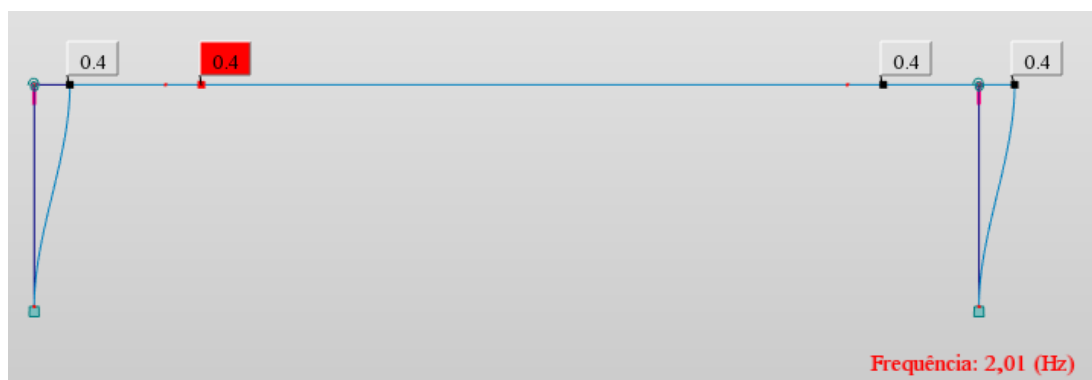


Figura 4.22 - Configuração do primeiro modo de vibração, obtido através do modelo plano calibrado

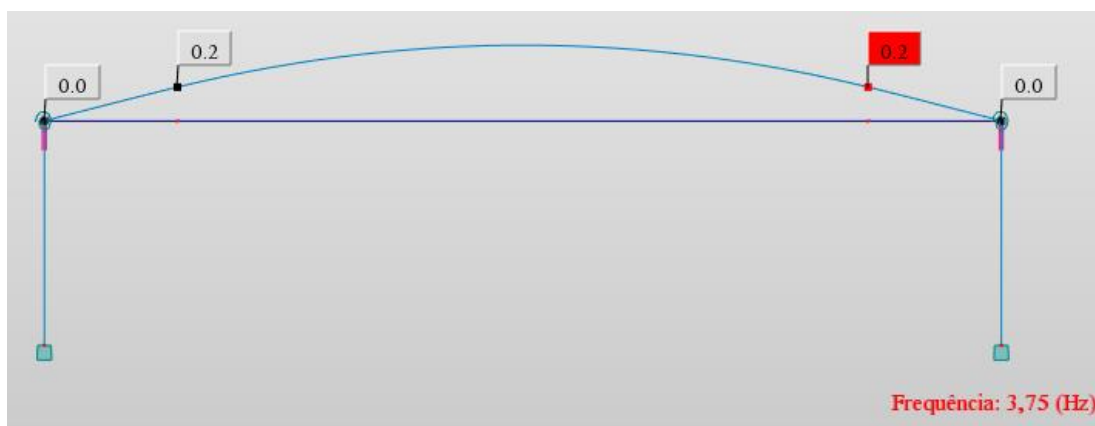


Figura 4.23 - Configuração do segundo modo de vibração, obtido através do modelo plano calibrado

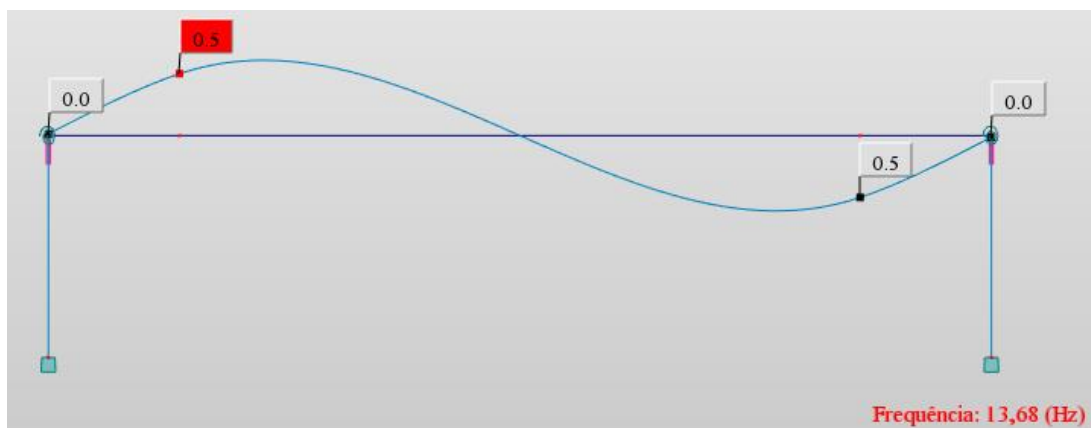


Figura 4.24 – Configuração do terceiro modo de vibração, obtido através do modelo plano calibrado

De modo a fazer uma síntese dos resultados obtidos através da modelação da estrutura calibrada em ROBOT, o Quadro 4.5 resume as frequências alusivas aos três primeiros modos de vibração.

Quadro 4.5 - Frequências obtidas através do modelo plano calibrado

Modelo plano calibrado	Configuração modal do tabuleiro
f (Hz)	
2,01	Translação horizontal
3,75	Flexão vertical
13,68	Flexão vertical

Modelação com elementos finitos de casca

Foi realizado uma modelação da PSP com elementos finitos de casca. As vigas longitudinais foram modeladas com elementos de barra e as lajes com elementos de casca com secção variável. Ao nível da geometria e dos materiais, esta modelação foi realizada de acordo com as considerações do modelo plano calibrado.

Vigas longitudinais

Para configuração da secção transversal, foi criada uma secção idêntica à secção executada (como mostra a Figura 4.25) e o material das vigas são similares à modelação plana com pilares.

Recorrendo ao programa de cálculo automático ROBOT, foi criada uma secção da viga aproximada, como mostra a Figura 4.16.

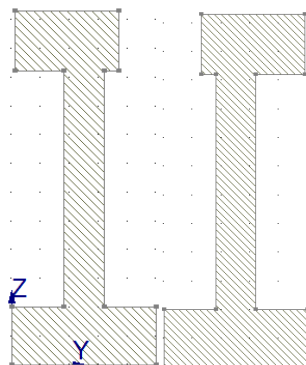


Figura 4.25 - Secção transversal da viga elaborada no programa de cálculo

Lajes

As lajes foram modeladas com elementos de casca e com as seguintes características:

- Laje 1: $3,50 \times 2,00 \times 0,35 \text{ m}^3$
- Laje 2: $18,15 \times 2,00 \times 0,15 \text{ m}^3$, como se pode observar na Figura 4.26

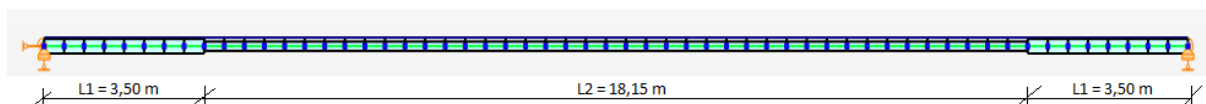


Figura 4.26 - Representação gráfica das lajes L1 e L2

Condições de apoio

Na simulação das condições de apoio, as vigas foram simuladas com impedimento de translação e com uma mola elástica de rotação, tal como no modelo de barras. De forma a simular a continuidade estrutural existente entre as lajes e o patamar das escadas, foram modeladas lajes encastradas e aplicadas molas de rotação com 1500 kN.m/grau . Após esta alteração foi notório a aproximação imediata das frequências do 1º e 3º modos de vibração às frequências obtidas em campanha experimental. Os ajustes destes parâmetros são essenciais para a configuração de torção do tabuleiro.

As Figura 4.27, Figura 4.28 e Figura 4.29 ilustram os três primeiros modos de vibração obtidos através do modelo numérico com elementos finitos de casca. Adicionalmente, o Quadro 4.6 resume as respetivas frequências de vibração, bem como a descrição de cada modo associado.

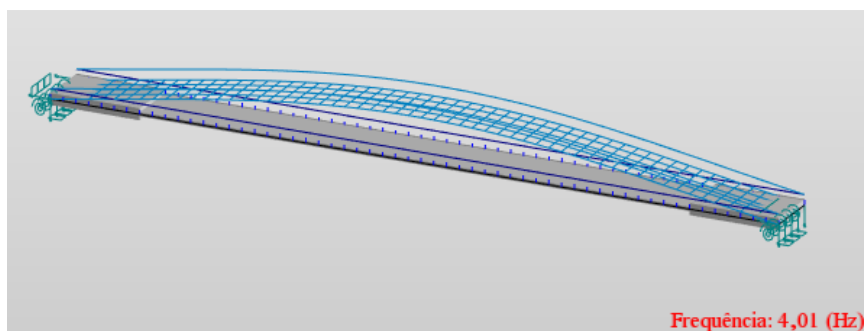


Figura 4.27 - Configuração do primeiro modo de vibração, obtido através do modelo numérico com elementos de casca

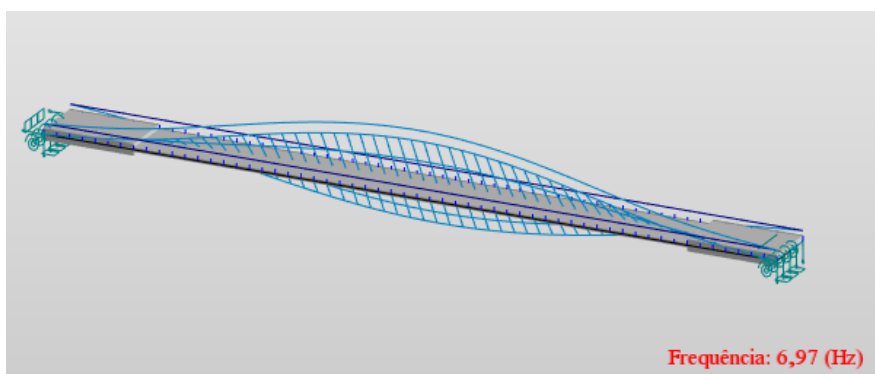


Figura 4.28 - Configuração do segundo modo de vibração, obtido através do modelo numérico com elementos de casca

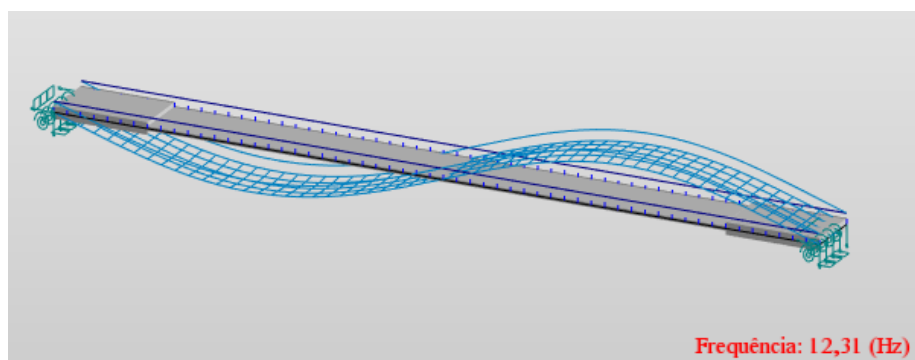


Figura 4.29 - Configuração do terceiro modo de vibração, obtido através do modelo numérico com elementos de casca

Quadro 4.6 - Frequências obtidas através do modelo de elementos finitos de casca 3D

Modelo 3D	Configuração
f (Hz)	modal do tabuleiro
4,01	Flexão vertical
6,97	Torção
12,31	Flexão vertical

4.5.3 Discussão de resultados

Os resultados obtidos através da campanha experimental, da modelação numérica plana e da modelação numérica tridimensional apresentaram algumas divergências no que diz respeito às frequências referentes aos quatro primeiros modos de vibração, sendo que o primeiro modo está associado ao efeito de translação dos pilares e os restantes modos estão associados aos efeitos de flexão e de torção do tabuleiro, como se pode observar no Quadro 4.7.

A 1.º frequência de vibração experimental não foi estimada, pois não foram medidas acelerações longitudinais. Os modelos planos não apresentam modos de torção, pois os elementos de barra apenas têm três graus de liberdade por nó. O modelo de elementos finitos de casca não apresenta a 1.º frequência pois não foram modelados os pilares.

Quadro 4.7 - Síntese das frequências obtidas nos modelos estudados e comparação com campanha experimental

Modos de vibração	Configuração modal do tabuleiro	Experimental	Modelo Plano	Modelo plano calibrado	Modelo 3D
		f (Hz)	f (Hz)	f (Hz)	f (Hz)
1	Translação horizontal	-	2,47	2,01	-
2	Flexão vertical	3,75	3,43 (-8,5%)	3,75 (0,0%)	4,01 (6,9%)
3	Torção	8,06	-	-	6,97 (-13,5%)
4	Flexão vertical	13,34	13,80 (3,4%)	13,68 (2,5%)	12,31 (-7,7%)

A calibração dos modelos numéricos foi baseada nos resultados da campanha experimental, através da comparação das configurações modais e do ajuste das frequências naturais de vibração, bem como das informações de massa e de geometria confirmadas na inspeção visual.

À priori, era expectável que os resultados do modelo numérico de projeto não se iriam aproximar dos resultados da campanha experimental devido à existência das escadas laterais. Esta constatação é validada através das diferenças de -8,5% e 3,4% nas frequências naturais dos dois modos de flexão do tabuleiro. Efetivamente, as escadas conferem, aos pilares, contraventamento transversal e longitudinal, bem como alguma rigidez de torção e de flexão às vigas principais do tabuleiro.

Do ponto de vista geométrico, a espessura da laje é a principal diferença entre o que está no projeto e o que foi executado. Esta discrepância implica um aumento do peso próprio da estrutura e por sua vez, da massa global, implicando que haja, em teoria, uma diminuição das frequências naturais associadas aos modos de flexão do tabuleiro. Contudo, o aumento da rigidez de torção e flexão conferida à ligação das vigas principais pelos patamares das escadas fazem, em teoria, aumentar as frequências.

Relativamente à calibração do modelo plano, foi possível aproximar ambas as frequências de flexão do tabuleiro, tendo registado diferenças de 0,0% e 2,5%. Relativamente ao modelo numérico com elementos de casca, que permite aferir a aproximação ao modo de torção do tabuleiro, é possível verificar que existe uma diferença significativa (-13,5%), apesar do ajuste de rigidez na ligação das vigas com os pilares. Este facto sugere o desenvolvimento de um modelo numérico de elementos finitos com incorporação das escadas.

4.6 Considerações finais

Neste capítulo foi feita uma caracterização da PSP de acordo com a memória descritiva na fase de projeto, em termos de materiais, geometria e aplicação de cargas.

Através de uma campanha de ensaios de caracterização dinâmica em vibração ambiental, foi possível identificar os três primeiros modos de vibração da PSP, sendo que o primeiro e o terceiro modos são referentes aos efeitos de flexão no tabuleiro e o segundo modo aos efeitos de torção no mesmo.

Foram desenvolvidos três modelos numéricos de elementos finitos, com recurso ao programa de cálculo automático *ROBOT Structural Analysis*: dois modelos com elementos de barra planos e um modelo com elementos de barra e de casca. Para calibração dos modelos numéricos, foi necessária uma visita à PSP para melhor compreender a geometria e as condições fronteira; foi possível verificar que há alterações entre o que foi projetado com o que foi realmente executado, nomeadamente ao nível da distribuição da massa e da rigidez conferida pelo patamar das escadas na zona de ligação do tabuleiro aos pilares. Através do ajuste das frequências naturais de vibração, procedeu-se à correção da distribuição da massa, conferida pelo aumento da espessura das lajes, e à introdução de rigidez de rotação das vigas principais na ligação com os pilares. Apesar dos ajustes da massa e da rigidez no modelo de casca, verificou-se ainda uma diferença significativa na aproximação no modo de torção (13,5%).

Note-se que, no que diz respeito aos resultados experimentais, não foi possível medir as acelerações longitudinais, o que não possibilitou estimar a frequência natural de vibração associada ao modo de translação dos pilares.

5 Análise Sísmica da Passagem Superior do Campo Grande

5.1 Considerações iniciais

No presente capítulo é realizada uma análise sísmica à PSP do Campo Grande, situada junto à ULHT, recorrendo à utilização de um programa de cálculo automático de estruturas, visto que são, atualmente, ferramentas fundamentais para a análise e o dimensionamento de estruturas.

O estudo baseia-se, essencialmente, na comparação da resposta sísmica de acordo com os vários regulamentos e na demonstração da importância do modelo numérico para quantificação dessa ação. Basicamente, na medida em que a PSP foi dimensionada de acordo com o RSA, torna-se relevante comparar o seu comportamento relativamente à regulamentação europeia (em particular, o EC8). Além disso, observa-se correntemente que o comportamento estrutural previsto em projeto é diferente do observado em serviço, devido às diferenças efetivas de massa e rigidez, pelo que, neste capítulo, pretende-se também quantificar e comparar a resposta sísmica utilizando modelos numéricos de elementos finitos desenvolvidos na fase do projeto e calibrados em função da resposta estrutural medida.

Assim, uma vez que diferentes acelerações à superfície do terreno têm repercussões diferentes ao nível dos deslocamentos estruturais, tanto do tabuleiro como dos pilares, a análise sísmica deste capítulo inicia-se com a comparação da resposta do tabuleiro sob diversos cenários sísmicos registados no passado (Lisboa, El Centro e Faial); e na confrontação dos espetros de resposta de cada cenário com os espetros de resposta regulamentares (EC8 e RSA). Em seguida, as acelerações espectralis elásticas regulamentares e os respetivos esforços e deslocamentos sísmicos são obtidos e comparados, de acordo com as condições de massa e de rigidez da estrutura em fase de projeto e em fase de serviço. Por fim, de forma adicional, procede-se à verificação da segurança das ligações do tabuleiro aos pilares.

5.2 Resposta estrutural sob vários cenários sísmicos

5.2.1 Sistema de 1 GL

Nesta secção pretende-se determinar a resposta sísmica da PSP, assumindo um sistema com um comportamento equivalente ao de um oscilador de 1 GL - pêndulo invertido (Figura 5.1), com propriedades de massa e de rigidez definidas através do processo de calibração levado a cabo no Capítulo 4. Assim, a massa equivalente ao nível do tabuleiro é de 62,74 ton e a rigidez horizontal equivalente dos dois pilares é de 9626,98 kN/m (assumindo compatibilização de deslocamentos no topo dos pilares, em resultado da ligação, através de ferrolhos, das vigas principais aos pilares). O amortecimento é definido em 5%. O sistema é excitado na base pela aceleração do solo (A_g) registada à superfície em cada cenário (Lisboa, El Centro e Faial), tal como definido no subcapítulo 3.2.

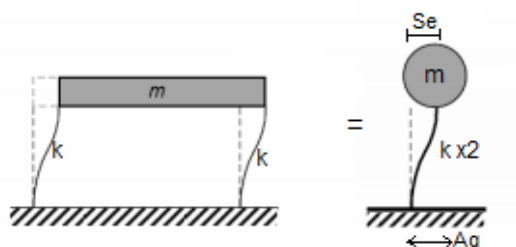


Figura 5.1 - Sistema equivalente a um oscilador de 1 GL, para análise sísmica da PSP, sob vários cenários sísmicos.

5.2.2 Resposta sísmica do tabuleiro

A resposta do sistema foi obtida através de um modelo de espaço de estados, representativo da estrutura. O modelo é definido em Matlab com dois estados e um valor de saída. A aceleração do solo são valores de entrada no sistema e são modelados de acordo com os acelerogramas da Figura 5.2, representativos, respetivamente, das acelerações do solo registadas durante os sismos de Lisboa, El Centro e Faial.

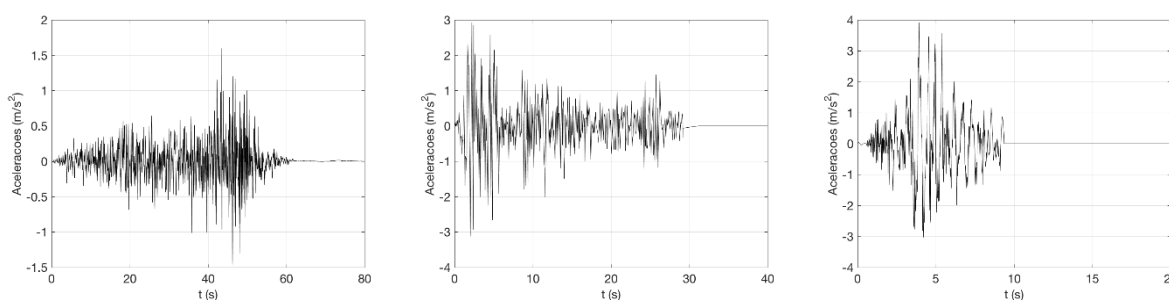


Figura 5.2 - Acelerações horizontais ao nível do solo registadas nos sismos de: (a) Lisboa de 1775, (b) El Centro em 1940 e (c) Faial em 1998

As Figura 5.3 e Figura 5.4 ilustram, respetivamente, os deslocamentos e acelerações horizontais ao nível do tabuleiro, em resultado das acelerações de base registadas para os três sismos.

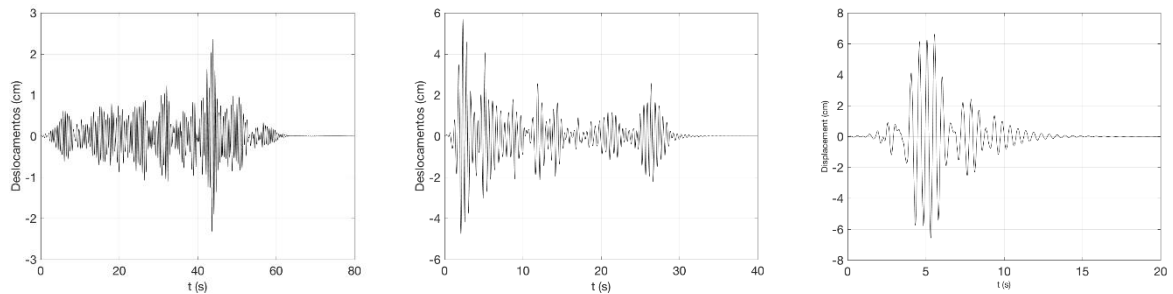


Figura 5.3 - Deslocamentos horizontais ao nível do tabuleiro estimados para os sismos de: (a) Lisboa de 1775, (b) El Centro em 1940 e (c) Faial em 1998

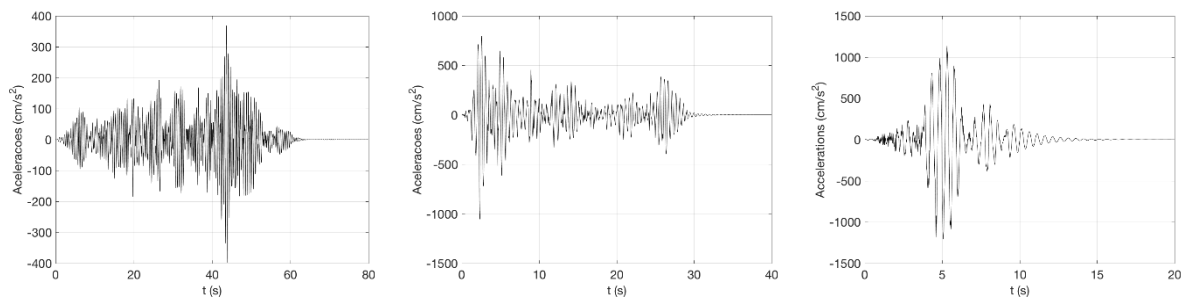


Figura 5.4 - Acelerações horizontais ao nível do tabuleiro estimadas para os sismos de: (a) Lisboa de 1775, (b) El Centro em 1940 e (c) Faial em 1998

O Quadro 5.1 resume os deslocamentos e as acelerações máximas estimadas para os três cenários sísmicos registados, refletindo a importância da exigência do dimensionamento sísmico das estruturas em função da sua localização. Por exemplo, em termos de resposta em deslocamentos, se a PSP estivesse localizada no Faial, durante o sismo de 1998, os deslocamentos observados no tabuleiro seriam 2,8 vezes superiores aos observados durante o sismo de Lisboa de 1755.

Quadro 5.1 - Deslocamentos e acelerações horizontais máximas no tabuleiro para os três cenários sísmicos

	Lisboa	El Centro	Faial
Deslocamentos (cm)	2,35	5,69 (x 2,2)	6,62 (x 2,8)
Acelerações (cm/s²)	398,1	1054,6 (x 2,7)	1207,1 (x 3,0)

5.2.3 Comparação dos espectros de resposta elástica dos cenários com os regulamentares

A Figura 5.5 ilustra os espectros de resposta elástica em acelerações para cada um dos cenários sísmicos, bem como os espectros de resposta elástica, de acordo com o EC8 e o RSA, para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2. Para o EC8 admite-se um tipo de terreno C, as zonas sísmicas 1.3 e 2.3, e um coeficiente de importância unitário. Para o RSA assume-se a estrutura inserida na zona A, sobre um terreno tipo II. Note-se que os valores relativos ao RSA foram majorados de 1,5, conforme especificado nesse regulamento ao nível das combinações de esforços. Para todos os casos é assumido um coeficiente de amortecimento de 5%.

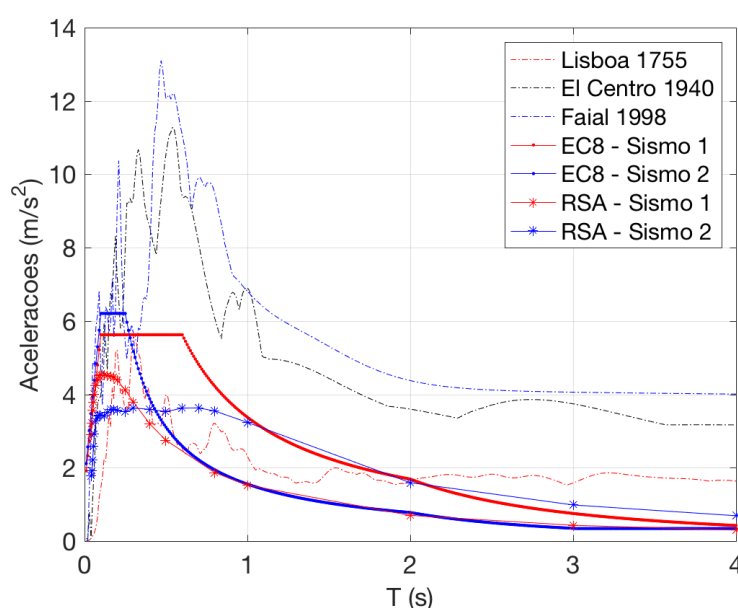


Figura 5.5 - Comparação dos espectros de resposta elástica regulamentares (EC8 e RSA) com os obtidos para os três cenários sísmicos (Lisboa, El Centro e Faial)

De uma forma geral, verifica-se que os espectros do EC8 (sismo tipo 1 e sismo tipo 2) cobrem o espectro de resposta do sismo de Lisboa de 1755, no caso de estruturas com períodos naturais inferiores a 2 segundos. Contudo, observa-se que os sismos de El Centro e Faial provocariam acelerações e esforços muito superiores aos estipulados pelos regulamentos aplicados em Portugal.

5.3 Análise das acelerações espectrais regulamentares

Neste estudo são admitidos os modelos de elementos finitos planos com pilares, desenvolvidos no subcapítulo 4.5.2. De forma a avaliar as acelerações espectrais regulamentares (EC8 e RSA) nas direções horizontal (x) e vertical (z), em regime elástico, são considerados os períodos e as frequências

naturais referentes aos modos de vibração fundamentais dos pilares e do tabuleiro. O Quadro 5.2 resume os períodos e as frequências naturais obtidas para cada um dos modelos: projeto e calibrado.

Quadro 5.2 - Resumo dos períodos e das frequências naturais referentes aos modelos de projeto e calibrado

		Projeto	Calibrado
Período	T_1 (s)	0,40	0,50
	T_2 (s)	0,29	0,27
Frequência	f_1 (Hz)	2,48	2,01
	f_2 (Hz)	3,43	3,75

5.3.1 Aceleração espectral elástica de acordo com o EC8

5.3.1.1 Componente horizontal

A PSP do Campo Grande está inserida na zona sísmica 1.3 (sismo tipo 1) e na zona sísmica 2.3 (sismo tipo 2), integrada no código do município 1106, em Portugal Continental conforme o EC8, fundada sobre um terreno tipo C.

Os Quadros 5.3 e 5.4 resumem os parâmetros dos espectros de resposta elástica em aceleração. À classe de importância é definido um coeficiente de importância (γ_I) que permite afetar a aceleração à superfície do terreno (a_g). Neste caso, por simplificação na comparação dos dois regulamentos (EC8 e RSA), assume-se um coeficiente de importância unitário. Para a definição dos espectros de resposta elástica horizontal, o valor do parâmetro S deve ser determinado através da equação (37) para os dois tipos de sismo 1 e 2, como se pode observar no Quadro 5.4.

Para os dois modelos assume-se um amortecimento viscoso de 5% e o valor do coeficiente de correção de amortecimento $\eta = 1$.

$$\begin{aligned} a_g &= a_{gR} \times \gamma_I \\ a_g &= a_{gR} \end{aligned} \quad (40)$$

Quadro 5.3 - Definição da aceleração de referência a_{gR} na zona de Lisboa

Localização	Lisboa	
Tipo de sismo	Tipo 1	Tipo 2
	1.3	2.3
a_{gR} (m/s ²)	1,5	1,7

Quadro 5.4 - Parâmetros definidores dos espectros de resposta elástica, para os sismos tipos 1 e 2 (EC8 quadro NA - 3.2/3.3)

Horizontal		Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2
	$a_g (m/s^2)$	1,5	1,7
	$S_{máx}$	1,6	1,6
	S	1,5	1,46
	$T_B (s)$	0,1	0,1
	$T_C (s)$	0,6	0,25
	$T_D (s)$	2	2

Modelo numérico de projeto

Para a direção x da ação sísmica no modelo de projeto, a aceleração espectral foi obtida em função do período fundamental ($T = 0,40$ s). Assim, no caso dos sismos tipo 1 ($T_B \leq T \leq T_C$) e tipo 2 ($T_C \leq T \leq T_D$):

$$\begin{aligned}
 S_e(T_1)_{Tipo\ 1} &= a_g \times S \times \eta \times 2,5 \\
 S_e(T_1)_{Tipo\ 1} &= 1,5 \times 1,5 \times 1 \times 2,5 = 5,63\ m/s^2 \\
 S_e(T_1)_{Tipo\ 2} &= a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \frac{T_C}{T_1} \\
 S_e(T_1)_{Tipo\ 2} &= 1,7 \times 1,46 \times 1 \times 2,5 \times \frac{0,25}{0,40} = 3,87\ m/s^2
 \end{aligned} \tag{41}$$

Modelo numérico calibrado

Para a direção x da ação sísmica no modelo de projeto, a aceleração espectral (S_e) foi obtida em função do período fundamental ($T = 0,50$ s). Assim, no caso dos sismos tipo 1 ($T_B \leq T \leq T_C$) e tipo 2 ($T_C \leq T \leq T_D$):

$$\begin{aligned}
 S_e(T_1)_{Tipo\ 1} &= a_g \times S \times \eta \times 2,5 \\
 S_e(T_1)_{Tipo\ 1} &= 1,5 \times 1,5 \times 1 \times 2,5 = 5,63\ m/s^2 \\
 S_e(T_1)_{Tipo\ 2} &= a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \frac{T_C}{T_1} \\
 S_e(T_1)_{Tipo\ 2} &= 1,7 \times 1,46 \times 1 \times 2,5 \times \frac{0,25}{0,50} = 3,10\ m/s^2
 \end{aligned} \tag{42}$$

5.3.1.2 Componente vertical

Para a direção z da ação sísmica, o espectro de resposta elástica (S_{ve}) é definido por várias expressões, em função do período fundamental, como se poderá verificar no subcapítulo 4.4.3. O Quadro 5.5 define os parâmetros dos espectros de resposta elástica vertical, para os sismos tipo 1 e tipo 2, visto que se trata da componente vertical, é necessário fazer uma correção para a aceleração vertical de referência.

Quadro 5.5 - Parâmetros definidores dos espectros de resposta elástica, para os sismos tipos 1 e 2 (EC8 quadro NA - 3.2/3.3)

Vertical		Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2
	a_{vg}/a_g (m/s ²)	0,75	0,95
	T_B (s)	0,05	0,05
	T_C (s)	0,25	0,15
	T_D (s)	1,00	1,00

$$a_{vg,Tipo\ 1} = 0,75 \times a_g = 0,75 \times 1,5 = 1,125\ m/s^2 \quad (43)$$

$$a_{vg,Tipo\ 2} = 0,95 \times a_g = 0,95 \times 1,7 = 1,615\ m/s^2 \quad (44)$$

Modelo numérico de projeto

Para o período referente ao segundo modo, $T_2 = 0,29\ s$, o cálculo de S_{ve} através da equação (45) para o sismo tipo 1 e tipo 2 ($T_B \leq T \leq T_C$) é feito da seguinte forma:

$$S_{ve(T)} = a_{vg} \times \eta \times 3,0 \times \frac{T_c}{T} \quad (45)$$

$$S_{ve(T)tipo\ 1} = 1,125 \times 1 \times 2,5 \times \frac{0,25}{0,29} = 2,91\ m/s^2$$

$$S_{ve(T)tipo\ 2} = 1,615 \times 1 \times 2,5 \times \frac{0,15}{0,29} = 2,51\ m/s^2$$

Modelo numérico calibrado

Para o período referente ao segundo modo, $T_2 = 0,27\ s$, o cálculo de S_{ve} através da equação (46) para o sismo tipo 1 e tipo 2 ($T_C \leq T \leq T_D$) é feito da seguinte forma:

$$S_{ve(T)} = a_{vg} \times \eta \times 3,0 \times \frac{T_c}{T_2} \quad (46)$$

$$S_{ve(T)tipo\ 1} = 1,125 \times 1 \times 2,5 \times \frac{0,25}{0,27} = 3,13\ m/s^2$$

$$S_{ve (T)_{tipo 2}} = 1,615 \times 1 \times 2,5 \times \frac{0,15}{0,27} = 2,69 \text{ m/s}^2$$

5.3.2 Aceleração espectral elástica de acordo com o RSA

De modo complementar à análise feita de acordo com o EC8, aqui é elaborada a quantificação das acelerações espectrais elásticas de acordo com o RSA. Neste caso assume-se que a estrutura está inserida na zona A do RSA, que corresponde a um coeficiente de sismicidade unitário, fundada sobre um terreno tipo II, para solos duros e de consistência média. Os valores das acelerações são multiplicados pelo coeficiente de segurança de 1,5 de modo a serem melhor comparáveis com o EC8.

5.3.2.1 Componente horizontal

Modelo numérico de projeto

De acordo com os espectros de resposta apresentados no RSA, amortecimento $\zeta = 5\%$, para uma frequência de 2,48 Hz e um período de 0,40 s, as acelerações espectrais são dadas por:

Ação sísmica tipo I – Zona A

$$S_a = 298 \text{ cm/s}^2 = 2,98 \text{ m/s}^2$$

$$S_a = 2,98 \times 1,5 = 4,47 \text{ m/s}^2$$

Ação sísmica tipo II – Zona A

$$S_a = 240 \text{ cm/s}^2 = 2,40 \text{ m/s}^2$$

$$S_a = 2,40 \times 1,5 = 3,60 \text{ m/s}^2$$

Modelo numérico calibrado

De acordo com os espectros de resposta apresentados no RSA, amortecimento $\zeta = 5\%$, para uma frequência de 2,01 Hz e um período de 0,50 s, as acelerações espectrais são dadas por:

Ação sísmica tipo I – Zona A

$$S_a = 255 \text{ cm/s}^2 = 2,55 \text{ m/s}^2$$

$$S_a = 2,55 \times 1,5 = 3,82 \text{ m/s}^2$$

Ação sísmica tipo II – Zona A

$$S_a = 240 \text{ cm/s}^2 = 2,40 \text{ m/s}^2$$

$$S_a = 2,40 \times 1,5 = 3,60 \text{ m/s}^2$$

5.3.2.2 Componente vertical

Os espetros de resposta médios relativos à direção z são obtidos multiplicando por $2/3$ as respetivas ordenadas. Adicionalmente, as ordenadas são multiplicadas pelo coeficiente de segurança de 1,5 de modo a poder ser comparável com o EC8.

Modelo numérico de projeto

De acordo com os espetros de resposta apresentados no RSA concluímos que, em valores aproximados (betão $\zeta=5\%$) e para uma frequência de 2,48 Hz e um período de 0,40 s temos as seguintes acelerações:

Ação sísmica tipo I – Zona A

$$S_{va} = 257 \text{ cm/s}^2 = 2,57 \text{ m/s}^2$$

$$S_{va} = 2,57 \times \frac{2}{3} \times 1,5 = 2,54 \text{ m/s}^2$$

Ação sísmica tipo II – Zona A

$$S_{va} = 240 \text{ cm/s}^2 = 2,4 \text{ m/s}^2$$

$$S_{va} = 2,4 \times \frac{2}{3} \times 1,5 = 2,37 \text{ m/s}^2$$

Modelo numérico de calibrado

De acordo com os espetros de resposta apresentados no RSA concluímos que, em valores aproximados (betão $\zeta=5\%$) e para uma frequência de 3,75 Hz e um período de 0,27 s temos as seguintes acelerações:

Ação sísmica tipo I – Zona A

$$S_{va} = 371 \text{ cm/s}^2 = 3,71 \text{ m/s}^2$$

$$S_{va} = 3,71 \times \frac{2}{3} \times 1,5 = 3,67 \text{ m/s}^2$$

Ação sísmica tipo II – Zona A

$$S_{va} = 240 \text{ cm/s}^2 = 2,4 \text{ m/s}^2$$

$$S_{va} = 2,4 \times \frac{2}{3} \times 1,5 = 2,37 \text{ m/s}^2$$

5.3.3 Comparação: EC8 e RSA

O Quadro 5.6 resume os resultados máximos (sismos tipo 1 e tipo 2) obtidos através do cálculo das acelerações espectrais elásticas, horizontais e verticais, para os regulamentos EC8 e RSA. Note-se que, para facilitar a comparação, os resultados do RSA estão majorados de 1,5.

De uma forma geral, para a direção horizontal, o RSA é menos gravoso em 20,6% e 35,7%, respetivamente, nas acelerações espectrais nos modelos de projeto e calibrado. No entanto, para a direção vertical, observa-se que no modelo de projeto, o RSA é menos gravoso do que o EC8 em 12,7%; contudo, observa-se uma diferença oposta para o modelo calibrado, onde a aceleração espectral do RSA é superior em 14,7%; este facto reforça a importância da real quantificação da massa e da rigidez para definir os esforços nas estruturas.

Quadro 5.6 - Aceleração espectral elástica máxima (tipo 1 e tipo 2), de acordo com o EC8 e o RSA

Modelo	EC8		RSA	
	S_e (m/s ²)	S_{ve} (m/s ²)	S_a (m/s ²)	S_{va} (m/s ²)
Projeto	5,63	2,91	4,47 (-20,6%)	2,54 (-12,7%)
Calibrado	5,63	3,13	3,82 (-35,7%)	3,67 (+14,7%)

5.4 Análise dos esforços e deslocamentos sísmicos regulamentares

Após o cálculo das acelerações para ambos os regulamentos, as mesmas foram introduzidas no programa de cálculo automático para os dois modelos de elementos finitos (projeto e calibrado) de modo a obter os esforços e deslocamentos sísmicos resultantes. Na direção horizontal foram considerados o deslocamento horizontal do tabuleiro no topo dos pilares, bem como a força de corte e momento fletor na base de cada pilar. Na direção vertical foram considerados a flecha vertical do tabuleiro, a reação sísmica vertical nos pilares e o momento fletor a meio vão do tabuleiro. Para facilitar a comparação, note-se que apenas os esforços do RSA estão majorados de 1,5.

5.4.1 De acordo com o EC8

5.4.1.1 Direção horizontal

Modelo de projeto

Para o modelo de projeto, as Figura 5.6 e Figura 5.7 ilustram os deslocamentos horizontais do tabuleiro e as reações na base dos pilares para o sismo tipo 1 e sismo tipo 2, respetivamente.

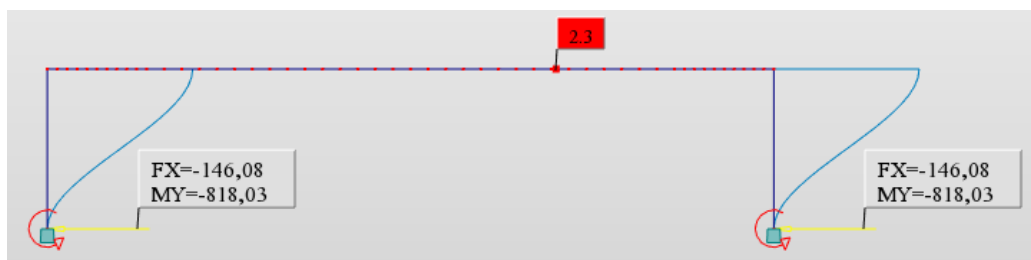


Figura 5.6 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 1 (EC8), no 1º modo de vibração (modelo de projeto)

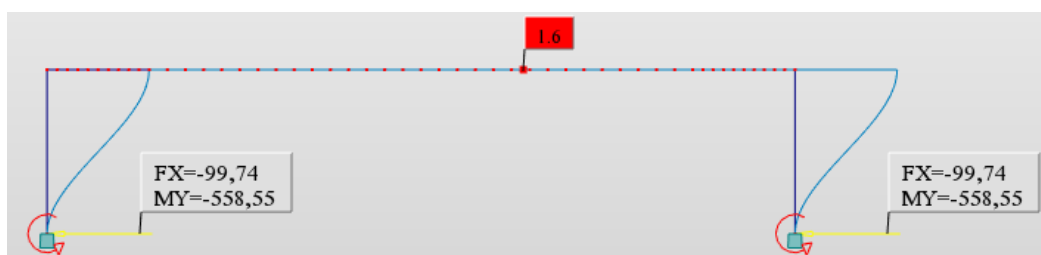


Figura 5.7 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 2 (EC8), no 1º modo de vibração (modelo de projeto)

Modelo calibrado

Para o modelo calibrado, as Figura 5.8 e Figura 5.9 ilustram os deslocamentos horizontais do tabuleiro e as reações na base dos pilares para o sismo tipo 1 e sismo tipo 2, respetivamente.

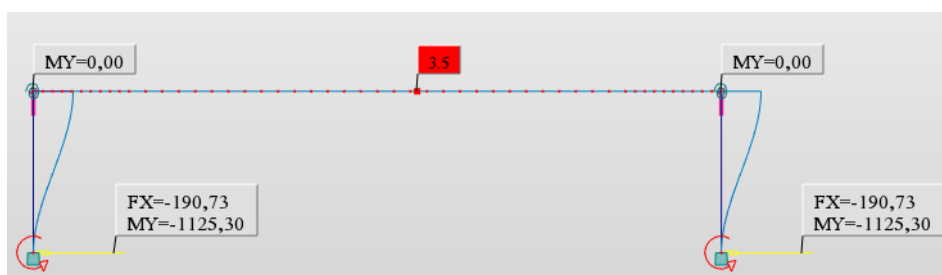


Figura 5.8 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 1 (EC8), no 1º modo de vibração (modelo calibrado)

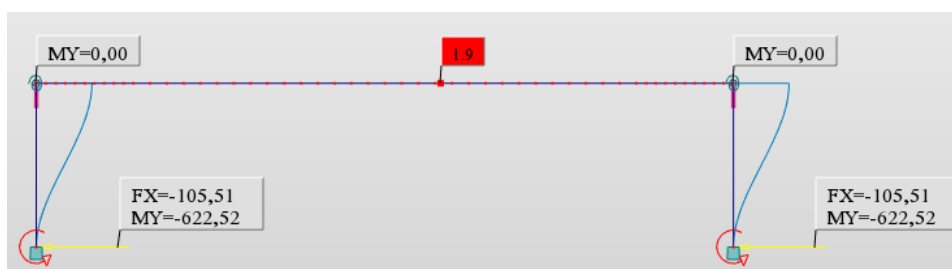


Figura 5.9 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 2 (EC8), no 1º modo de vibração (modelo calibrado)

O Quadro 5.7 sintetiza os resultados obtidos através do programa de cálculo automático ROBOT, estes resultados foram obtidos com base nas especificações do EC8 para a direção horizontal e de acordo com o 1º modo de vibração

Quadro 5.7 - Síntese dos deslocamentos e reações para os sismos tipo 1 e tipo 2 (EC8)

Direção horizontal	Modelo de projeto	Sismo	UX (cm)	FX (kN)	MY ⁺ (kN.m)
		Tipo 1	2,3	146,08	818,03
		Tipo 2	1,6	99,74	558,55
	Modelo calibrado	Sismo	UZ (cm)	FZ (kN)	MY ⁻ (kN.m)
		Tipo 1	3,5	190,73	1125,30
		Tipo 2	1,9	105,51	622,52

5.4.1.2 Direção vertical

Modelo de projeto

Para do modelo de projeto, as Figura 5.10 e Figura 5.11 ilustram os deslocamentos verticais dos pilares e as reações do tabuleiro para o sismo tipo 1 e sismo tipo 2, respetivamente

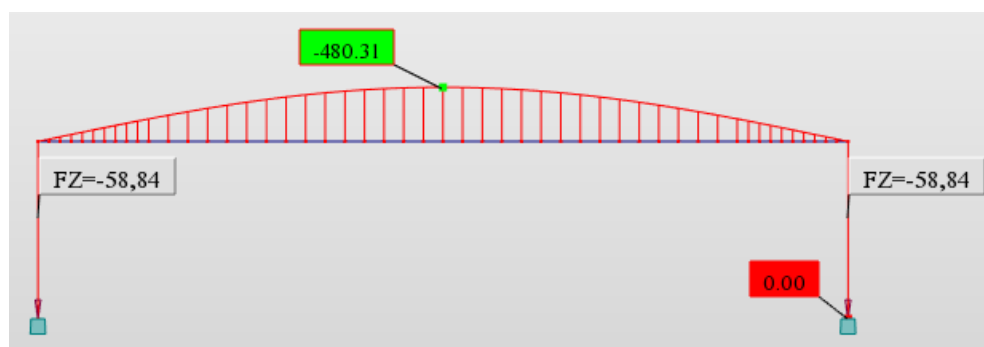


Figura 5.10 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 1 (EC8), no 2º modo de vibração (modelo de projeto)

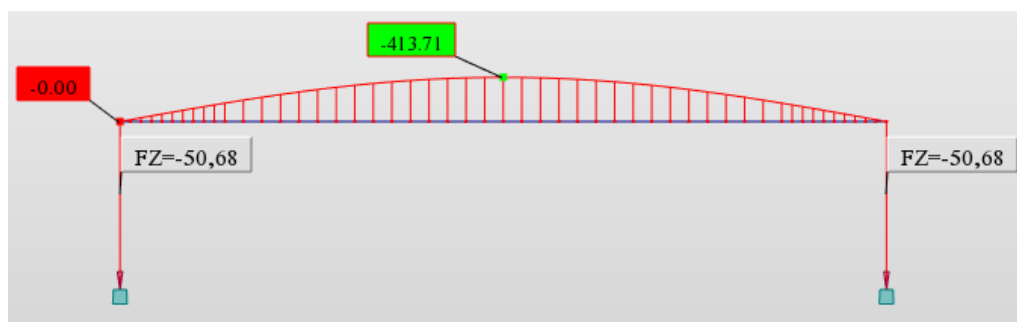


Figura 5.11 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 2 (EC8), no 2º modo de vibração (modelo de projeto)

Modelo calibrado

Para o modelo calibrado, as Figura 5.12 e Figura 5.13 ilustram os deslocamentos verticais dos pilares e as reações do tabuleiro para o sismo tipo 1 e sismo tipo 2, respetivamente.



Figura 5.12 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 1 (EC8), no 2º modo de vibração (modelo calibrado)



Figura 5.13 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 2 (EC8), no 2º modo de vibração (modelo calibrado)

No Quadro 5.8 e Quadro 5.7 elaborou-se uma síntese dos resultados obtidos através do programa de cálculo automático ROBOT. Os esforços foram obtidos com base nas especificações do EC8 para a direção vertical, de acordo com o 2º modo de vibração.

Quadro 5.8 - Síntese dos deslocamentos e reações para o sismo tipo 1 e 2 (EC8)

Direção vertical	Modelo de projeto	Sismo	UX (cm)	FX (kN)	MY ⁺ (kN.m)
		Tipo 1	0,8	58,84	480,31
		Tipo 2	0,7	50,68	413,71
	Modelo calibrado	Sismo	UZ (cm)	FZ (kN)	MY ⁻ (kN.m)
		Tipo 1	0,7	80,19	536,70
		Tipo 2	0,6	69,07	462,28

5.4.2 De acordo com o RSA

5.4.2.1 Direção horizontal

Modelo de projeto

Para o modelo de projeto as Figura 5.14 e Figura 5.15 ilustram os deslocamentos horizontais do tabuleiro e as reações na base dos pilares para o sismo tipo 1 e sismo tipo 2, respetivamente.

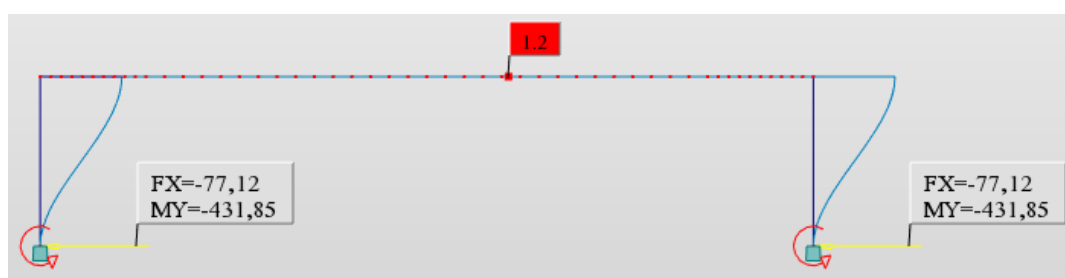


Figura 5.14 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 1 (RSA), no 1º modo de vibração (modelo de projeto)

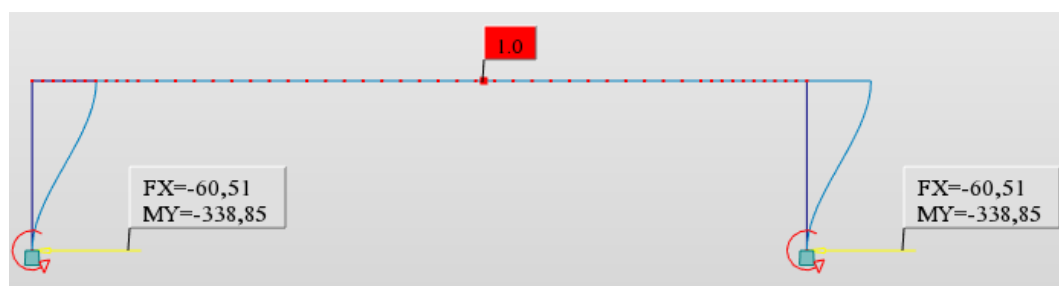


Figura 5.15 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 2 (RSA), no 1º modo de vibração (modelo de projeto)

Modelo calibrado

Para o modelo calibrado, as Figura 5.16 e Figura 5.17 ilustram os deslocamentos horizontais do tabuleiro e as reações na base dos pilares para o sismo tipo 1 e sismo tipo 2, respetivamente.

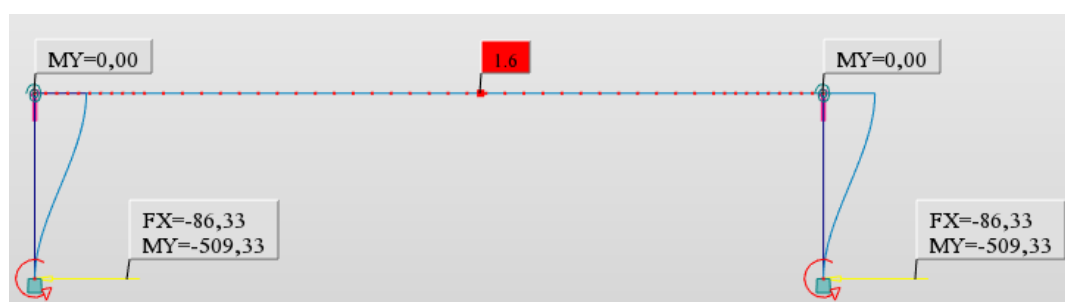


Figura 5.16 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 1 (RSA), no 1º modo de vibração (modelo calibrado)

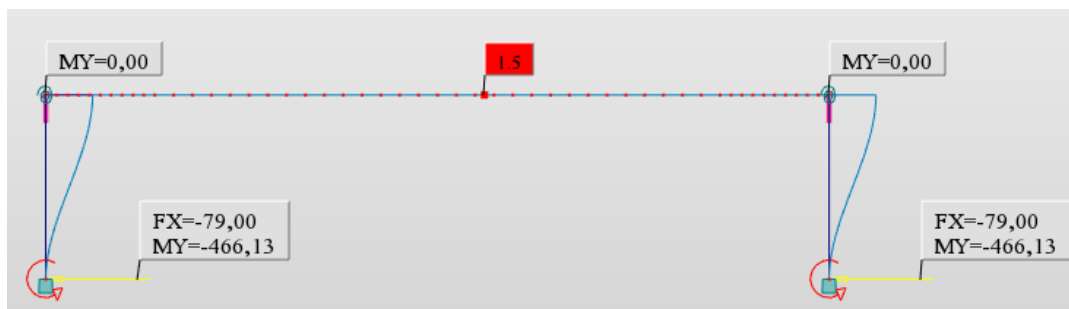


Figura 5.17 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 2 (RSA), no 1º modo de vibração (modelo calibrado)

No RSA, os sismos são considerados atuando separadamente em cada direção considerada (x , y , z) e é ainda ligeiramente superior relativamente ao EC8, pois são majorados os esforços relativamente à ação sísmica pelo coeficiente de segurança de 1,5.

O Quadro 5.9 sintetiza os resultados obtidos através do programa de cálculo automático ROBOT. Os esforços foram obtidos com base nas especificações do EC8 para a direção horizontal, de acordo com o 1º modo de vibração.

Quadro 5.9 - Síntese dos deslocamentos e reações para os sismos tipo 1 e tipo2 (RSA)

Direção horizontal	Modelo de projeto	Sismo	UX (cm)	FX (kN)	MY ⁺ (kN.m)
		Tipo 1	1,2	115,7	647,80
		Tipo 2	1,0	90,76	508,30
	Modelo calibrado	Sismo	UZ (cm)	FZ (kN)	MY ⁻ (kN.m)
		Tipo 1	1,6	129,50	764,00
		Tipo 2	1,5	118,50	669,19

5.4.2.2 Direção vertical

Modelo de projeto

Para o modelo de projeto as Figura 5.18 e Figura 5.19 ilustram os deslocamentos verticais do tabuleiro e as reações dos pilares para o sismo tipo 1 e sismo tipo 2, respetivamente.

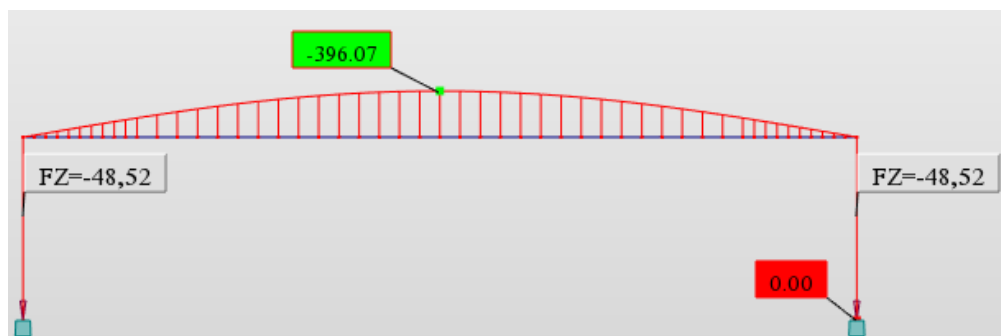


Figura 5.18 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 1 (RSA), no 2º modo de vibração (modelo de projeto)

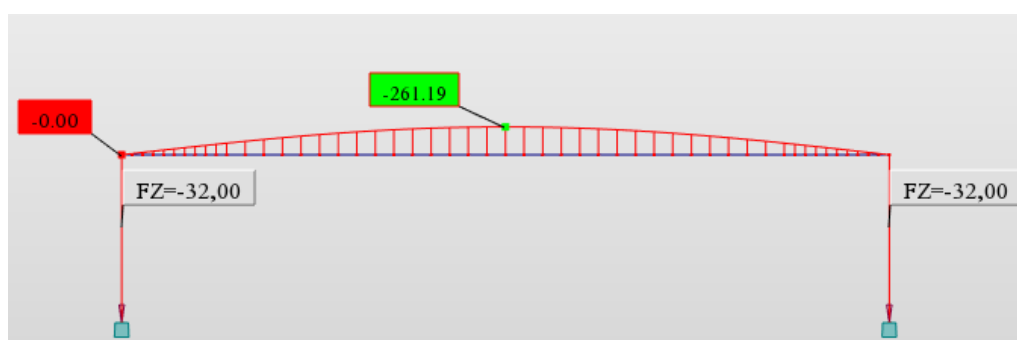


Figura 5.19 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 2 (RSA), no 2º modo de vibração (modelo de projeto)

Modelo calibrado

Para o modelo calibrado as Figura 5.20 e Figura 5.21 ilustram os deslocamentos verticais do tabuleiro e as reações dos pilares para o sismo tipo 1 e sismo tipo 2, respetivamente.



Figura 5.20 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 1 (RSA), no 2º modo de vibração (modelo calibrado)

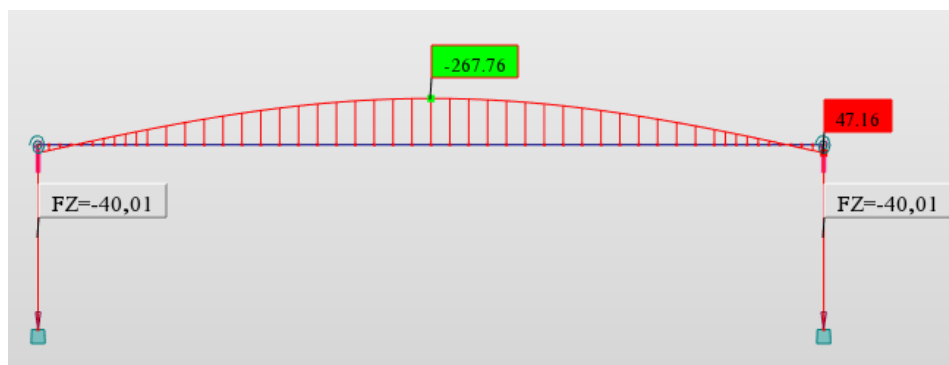


Figura 5.21 - Deslocamentos e reações para o sismo tipo 2 (RSA), no 2º modo de vibração (modelo calibrado)

No RSA, os sismos são considerados atuando separadamente em cada direção considerada (x , y , z) e é ainda ligeiramente superior, relativamente ao EC8, pois são majorados os esforços relativamente à ação sísmica pelo coeficiente de segurança de 1,5. No Quadro 5.10 realizou-se uma síntese dos resultados obtidos através do programa de cálculo automático ROBOT, estes esforços foram obtidos com base nas especificações do EC8 para a direção vertical, de acordo com o 2º modo de vibração.

Quadro 5.10 - Síntese dos deslocamentos e esforços para os sismos tipo 1 e tipo 2 (RSA)

Direção vertical	Modelo de projeto	Sismo	UX (cm)	FX (kN)	MY ⁺ (kN.m)
		Tipo 1	0,6	72,78	594,10
		Tipo 2	0,4	48,00	391,78
	Modelo calibrado	Sismo	UZ (cm)	FZ (kN)	MY ⁻ (kN.m)
		Tipo 1	0,6	94,50	632,44
		Tipo 2	0,4	60,00	401,64

5.4.3 Comparação: EC8 e RSA

O Quadro 5.11 apresenta uma síntese dos resultados máximos obtidos na análise sísmica resultante da inserção dos valores das acelerações espectrais no programa de cálculo automático.

Relativamente ao EC8, de uma forma geral, é possível concluir que o modelo calibrado apresenta esforços mais elevados, comparativamente ao modelo de projeto, entre 11,7% e 37,6%. Estes resultados são justificados pelo aumento de massa e pelo reajuste da rigidez dos elementos relativamente ao modelo de projeto. Contudo, relativamente aos deslocamentos, os resultados não são conclusivos, na

medida em que, na direção horizontal, os deslocamentos do modelo calibrado são superiores em 52,2% aos deslocamentos do modelo de projeto.

Em termos de comparação dos dois regulamentos, na direção horizontal, foi possível verificar no modelo de projeto que o RSA é menos gravoso do que o EC8, em 21% ao nível dos esforços e 47,8% ao nível dos deslocamentos. Para o modelo calibrado, foi possível verificar que o RSA é menos gravoso do que o EC8, em 32,1% ao nível dos esforços e 54,3% ao nível dos deslocamentos.

Na direção vertical, para o modelo bidimensional de projeto, foi possível verificar que o RSA é menos gravoso do que o EC8, em 19,2% ao nível dos esforços. Para o modelo bidimensional calibrado, foi possível verificar que o RSA é menos gravoso do que o EC8, em 15,1% ao nível dos esforços.

Quadro 5.11 - Comparação dos deslocamentos e dos esforços para ambos os regulamentos (EC8 e RSA)

Direção	Reações	EC8			RSA	
		Projeto	Calibrado	Comparação	Projeto	Calibrado
Horizontal	UX (cm)	2,3	3,5	52,2 %	1,2 (-47,8%)	1,6 (-54,3%)
	FX (kN)	146,08	190,73	30,56 %	115,7 (-21%)	129,50 (-32,1%)
	MY⁺ (kN.m)	818,03	1125,3	37,6 %	647,80 (-21%)	764,00 (-32,1%)
Vertical	FZ (kN)	58,84	80,19	36,3 %	72,78 (+19,2%)	94,50 (+15,1%)
	MY⁻ (kN.m)	480,31	536,70	11,7 %	594,10 (+19,2%)	632,44 (+15,1%)

5.5 Verificação dos critérios de segurança das ligações

Na PSP do Campo Grande, o efeito de ferrolho nos pilares está associado ao espaço livre entre as ligações viga-pilar e lajes-pilar, como se pode observar na Figura 5.22-b), pelo que pode integrar numa das razões para o colapso de uma estrutura no decorrer de uma solicitação sísmica horizontal.

Assim, é realizada uma análise complementar com o propósito de fazer a verificação da resistência ao corte dos ferrolhos e do deslocamento máximo dos aparelhos de apoio. A Figura 5.22-a) considera o contato direto entre elementos, visto que na PSP, os ferrolhos estão a atravessar o interior dos aparelhos de apoio em neoprene (Figura 5.23), o efeito de ferrolho a considerar é o caso da Figura 5.22b).

Na maioria dos casos de dimensionamento estrutural, o efeito de ferrolho é desprezado, pois não consta na maior parte das normas de dimensionamento estrutural. No entanto, a não consideração deste efeito pode gerar danos irreversíveis na zona de ligação entre elementos pré-fabricados.

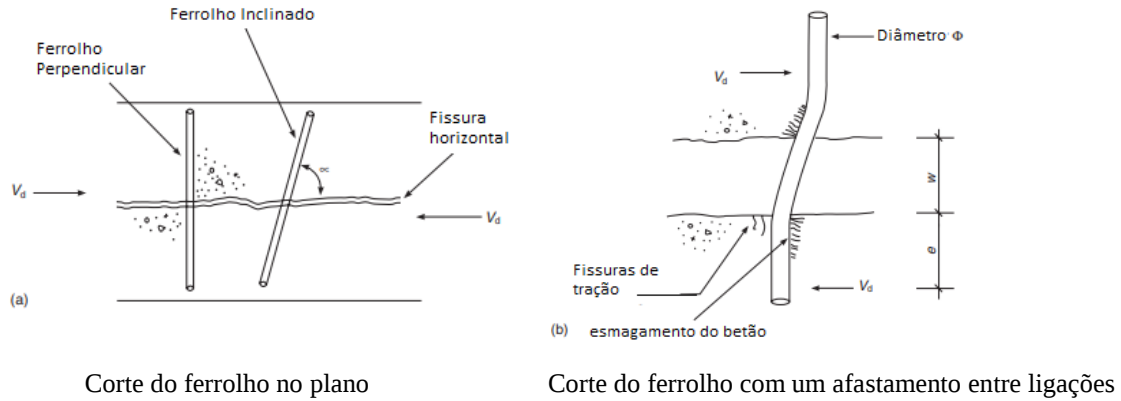


Figura 5.22 - Efeito de ferrolho (Elliott, 2016)

a) Análise do esforço resistente de corte no plano:

No EC3 no §3.1, é recomendada a expressão (47) para o cálculo da resistência máxima ao corte na zona de ligação entre dois elementos estruturais.

$$F_{Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A}{\gamma_{M2}} \quad (47)$$

Em que:

α_v - Parâmetro, em que para a classe 4.6, $\alpha_v = 0,6$

γ_{M2} - Coeficiente parcial de segurança quanto à resistência dos ferrolhos ($\gamma_{M2} = 1,25$);

A - Área da seção transversal do ferrolho.

Assim, de acordo com a equação (47), para efeitos de verificação de segurança, toma-se como valor de máxima força de corte na ligação 60,32 kN. Tendo em conta que cada extremidade da PSP na ligação laje-pilar, tem contribuição de seis varões $\phi 20$, a força de corte máxima nos 12 varões é então de 723,84 kN.

b) Análise do esforço resistente de corte entre elementos estruturais com afastamento:

Em Precast Concrete Structures (Elliott, 2016), é recomendada a equação (48) para o cálculo da resistência máxima ao corte na zona de ligação entre dois elementos estruturais.

$$V_{Rd} = 1,15 \times \phi \times 0,67 \times f_{cu} \times \sqrt{12 \times e^2 + \frac{0,95 \times f_{yb} \times \phi^2}{0,67 \times f_{cu}}} - 4 \times e \times \phi \times 0,67 \times f_{cu} \quad (48)$$

$$e = w + \frac{\phi}{2} \quad (49)$$

Em que:

f_{cu} - Resistência à compressão do betão num provete cúbico;

$\emptyset$ - Diâmetro do varão;

e - Comprimento do varão chumbado no pilar, para numa fase posterior se proceder à selagem à viga

Assim, de acordo com a equação (48), para efeitos de verificação de segurança, toma-se como valor de máxima força de corte na ligação 6,13 kN. Tendo em conta que cada extremidade da PSP na ligação laje-pilar, tem contribuição de seis varões $\emptyset 20$, a força de corte máxima nos 12 varões é então de 73,56 kN.

Alternativamente, o CEB FIP Model code 90 (Beton, 1993), recomenda a expressão (50) para o cálculo da resistência máxima ao corte na zona de ligação entre dois elementos estruturais.

$$V_{Rd} = \frac{1,30}{\gamma_{Rd}} \times \emptyset^2 \times \left[\sqrt{1 + (1,3 \times \varepsilon)^2} - 1,3 \times \varepsilon \right] \times \sqrt{f_{cd} \times f_y \times (1 - \zeta^2)} \quad (50)$$

$$\varepsilon = 3 \times \frac{e}{\emptyset} \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_y}} \quad (51)$$

$$\zeta = \frac{\sigma_s}{f_y} \quad (52)$$

Em que:

γ_{rd} - Coeficiente associado à incerteza do valor da força de corte resistente ($\gamma_{Rd} = 1.3$);

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

f_y - Valor de cálculo da tensão de rotura do ferrolho;

e - Excentricidade da carga;

σ_s - Tensão de tração nos ferrolhos.

Para efeitos de verificação de segurança toma-se então como valor de máxima força de corte na ligação 6,58 kN. Tendo em conta que cada extremidade da PSP na ligação laje-pilar, tem contribuição de seis varões $\emptyset 20$, a força de corte máxima nos 12 varões é então de 78,96 kN.

Em sumo, no Quadro 5.12 é possível verificar que, quando se trata de uma ligação normal em consideração ao corte puro do ferrolho entre elementos, a força máxima resistente ao corte é superior à ação horizontal solicitada, contudo no decorrer da análise, foi possível perceber que o efeito de ferrolho vem introduzir ao estudo uma característica importante relativamente ao espaçamento entre elementos, nomeadamente o espaço onde está inserido o aparelho de apoio (com espessura de 35 mm), este fator

mostra que em termos de resistência máxima, os ferrolhos não resistem à solicitação horizontal máxima medida no subcapítulo 5.4.3.

Quadro 5.12 - Síntese de resultados das verificações feitas à força de corte máxima nos ferrolhos na direção FX

As	f_y	f_{ub}	f_{cu}	f_{dc}	V_{rd} (EC8)	V_{rd} (PCS)	V_{rd} (MC90)	F_x
m ²	MPa	MPa	MPa	MPa	kN	kN	kN	kN
0,000314	240	400	30	16,7	723,84	73,56	78,96	381,46

Aparelho de apoio em neoprene simples

Os aparelhos de apoio em neoprene simples são constituídos por camadas de neoprene sem chapas metálicas, sendo que este tipo de aparelho de apoio é mais utilizado em estruturas em que as cargas são inferiores às que normalmente se encontram em pontes. O tipo de aparelho de apoio utilizado nesta passagem superior é omissa na informação fornecida pela memória descritiva e justificativa de projeto. Não obstante, como se pode observar na Figura 5.23, assume-se que o aparelho de apoio é em Neoprene Simples tendo em conta as características da estrutura em estudo na presente dissertação.

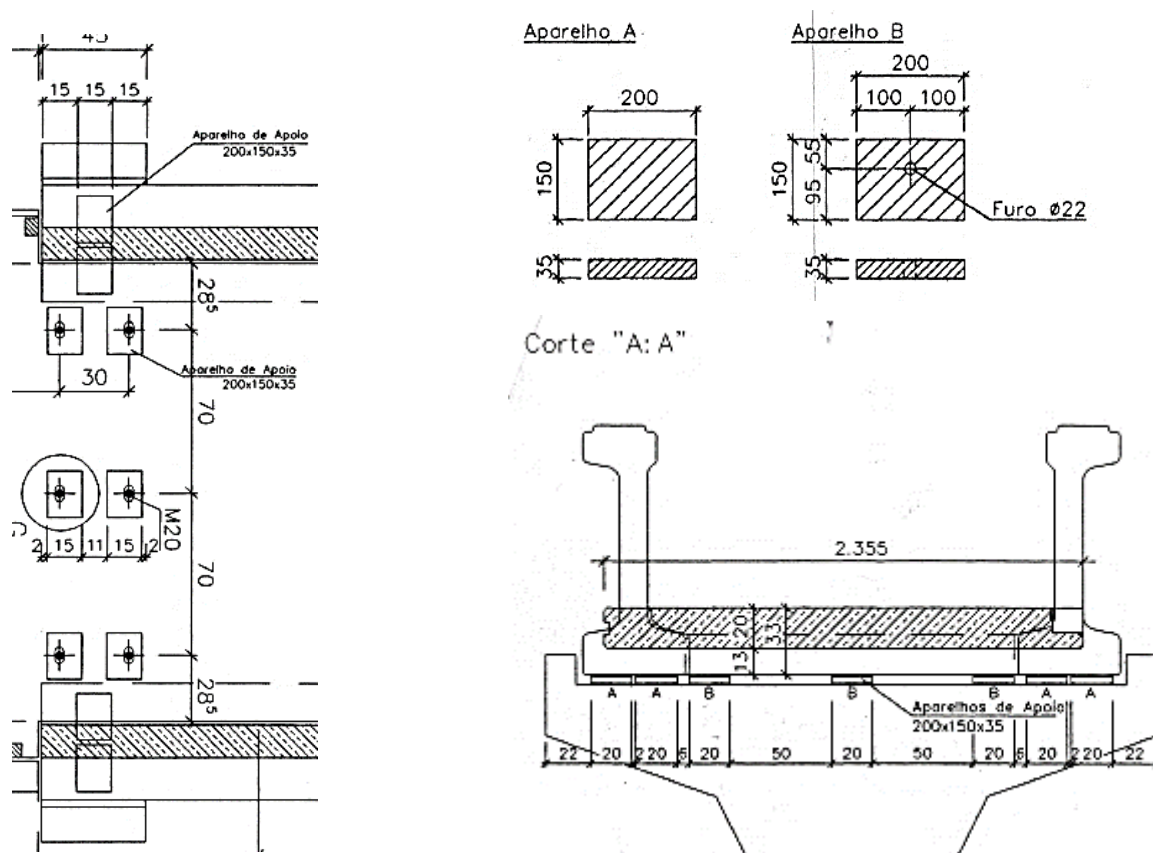


Figura 5.23 - Ilustração dos aparelhos de apoio na PSP em estudo na presente dissertação (Memória Descritiva, 2000)

Deslocamento máximo devido à solicitação horizontal FX

A Figura 5.24 ilustra a distorção do aparelho em Neoprene quando solicitado por uma ação horizontal.

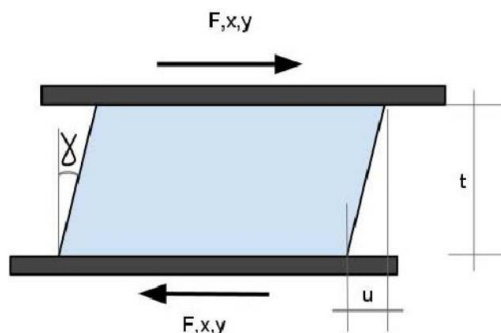


Figura 5.24 - Comportamento de um aparelho de apoio em Neoprene simples quando solicitado por uma ação horizontal (Camposinhos, 2014)

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{u}{t} \leq 0,7 \quad (53)$$

Em que:

u - Deslocamento horizontal do aparelho;

t - Espessura do aparelho de apoio.

Para o presente caso de estudo, o aparelho de apoio apresenta uma espessura de 35 mm, típico de aparelhos de apoio em neoprene simples; assim, o deslocamento máximo admissível é de 24,5 mm.

De acordo com os deslocamentos obtidos para os cenários sísmicos no Quadro 5.1, pode-se concluir que o neoprene conseguia acompanhar os deslocamentos para o sismo de Lisboa com 23,5 mm de deslocamento máximo, contrariamente acontece para o sismo do Faial e de El Centro que compreendem deslocamentos de 57,0 mm e 67,0 mm, respetivamente.

5.6 Considerações finais

A análise sísmica iniciou-se com a comparação da resposta do tabuleiro sob diversos cenários sísmicos registados no passado (Lisboa, El Centro e Faial), tendo observado que os sismos de El Centro e do Faial provocariam deslocamentos superiores ao sismo de Lisboa. De uma forma geral, verifica-se que os espectros do EC8 (sismo tipo 1 e sismo tipo 2) cobrem o espectro de resposta do sismo de Lisboa de 1755, no caso de estruturas com períodos naturais inferiores a 2 segundos. Contudo, observa-se que os sismos de El Centro e Faial provocariam acelerações e esforços muito superiores aos estipulados pelos regulamentos.

Na análise das acelerações espectrais elásticas máximas, observa-se que uma diferença mínima entre os modelos de projeto e calibrado. Contudo, na comparação entre regulamentos (EC8 e RSA), as diferenças atingiram os 35,7%, sendo o EC8 mais gravoso de uma forma geral.

Na comparação dos esforços e deslocamentos provocados pelas acelerações espectrais regulamentares, e no caso particular do EC8, foi possível verificar que os esforços do modelo calibrado são genericamente superiores, com máximos de 36,3%. Na comparação entre os dois regulamentos, concluiu-se que os esforços provocados por uma aceleração espectral horizontal são genericamente inferiores (máximo de 32,1%); contudo, observa-se os esforços para as acelerações espectrais verticais são genericamente superiores (máximo de 19,2%).

As estruturas pré-fabricadas com elementos simplesmente apoiados estão associadas a um fenómeno chamado descalçamento dos apoios quando são solicitadas por uma ação horizontal, o que por vezes pode levar a um colapso total da estrutura, como tal, foi imprescindível a análise à força máxima resistente de corte aos ferrolhos. Foi possível verificar que, considerando o efeito ferrolho, a solicitação horizontal é superior à resistência máxima de corte dos ferrolhos.

6 Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

6.1 Conclusões

No presente trabalho foi feita uma análise sísmica à PSP do Campo Grande, situada junto à ULHT, recorrendo à utilização de um programa de cálculo automático de estruturas, à regulamentação estrutural e a vários cenários sísmicos ocorridos no passado.

A análise sísmica foi auxiliada, primeiramente, por uma análise dinâmica experimental de forma a estimar as propriedades modais e permitir a calibração de modelos numéricos de elementos finitos. Não tendo sido feita uma abordagem exaustiva em relação a esse tema, foi possível chegar a valores próximos das frequências naturais de vibração. Assim, através da aplicação do método de identificação modal, na análise dos espetros de potência da resposta da PSP em condições ambientais, foram identificadas três frequências naturais de 3,75 Hz, 8,06 Hz e 13,34 Hz, associadas a modos de vibração do tabuleiro.

Uma vez que são conhecidas as características da estrutura, através da memória descritiva e justificativa do projeto original, que serviu como documento de apoio para este trabalho, procedeu-se à elaboração do modelo bidimensional com elementos finitos de barra. Apesar de se registar diferenças máximas de 8,5% nas frequências naturais, o modelo de projeto permitiu identificar a natureza dos modos de vibração experimentais, nomeadamente dois de flexão e um intermédio de torção.

Em seguida, a comparação dos resultados numéricos com os resultados experimentais, permitiu constatar a existência de discrepâncias nas frequências naturais identificadas e as calculadas. Através de uma inspeção visual foi possível identificar diferenças nas características geométricas entre o projeto e o executado. Assim, foi feito um levantamento das medições dos elementos estruturais que estavam ao alcance, em particular na espessura da laje do tabuleiro, e procedeu-se a uma calibração do modelo bidimensional de elementos finitos de modo a haver uma aproximação dos resultados obtidos através da análise modal.

Os ajustes efetuados na massa e na rigidez permitiram igualar a primeira frequência de flexão e reduzir para 2,5% a diferença na frequência natural associada ao segundo modo de flexão longitudinal. De modo a analisar a frequência de torção, foi desenvolvido um modelo tridimensional com elementos finitos de casca. Apesar dos ajustes da massa e da rigidez no modelo de casca, verificou-se ainda uma diferença significativa na aproximação no modo de torção (13,5%).

Em seguida, a análise sísmica iniciou-se com a comparação da resposta do tabuleiro sob diversos cenários sísmicos registados no passado (Lisboa, El Centro e Faial). Com recurso ao programa

de MATLAB, introduzindo os dados da estrutura (massa e rigidez) para um sistema de um grau de liberdade, foi possível observar que os sismos de El Centro e do Faial provocariam deslocamentos superiores do tabuleiro comparativamente ao sismo de Lisboa. Além disso, de uma forma geral, verifica-se que os espetros do EC8 (sismo tipo 1 e sismo tipo 2) cobrem o espetro de resposta do sismo de Lisboa de 1755, no caso de estruturas com períodos naturais inferiores a 2 segundos. Contudo, observa-se que os sismos de El Centro e Faial provocariam acelerações e esforços muito superiores aos estipulados pelos regulamentos.

Na análise das acelerações espectrais elásticas, observa-se uma diferença mínima entre os modelos de projeto e calibrado. Contudo, na comparação entre regulamentos (EC8 e RSA), as diferenças atingiram os 35,7%, sendo o EC8 mais gravoso de uma forma geral.

Na comparação dos dois modelos estudados (projeto e calibrado), foi possível obter os esforços e deslocamentos provocados pelas acelerações espectrais regulamentares, e no caso particular do EC8, foi possível verificar que os esforços do modelo calibrado são genericamente superiores, com máximos de 36,3%. Na comparação entre os dois regulamentos, relativamente ao RSA concluiu-se que os esforços provocados por uma aceleração espectral horizontal são genericamente inferiores (máximo de 32,1%); contudo, observa-se que os esforços para as acelerações espectrais verticais são genericamente superiores (máximo de 19,2%).

As estruturas pré-fabricadas com elementos simplesmente apoiados estão associadas a um fenómeno chamado descalçamento dos apoios quando são solicitadas por uma ação horizontal, o que por vezes pode levar a um colapso total da estrutura. Como tal, fez-se uma análise da força máxima resistente de corte dos ferrolhos. Foi possível verificar que, considerando o efeito ferrolho, a solicitação horizontal máxima (obtida através do EC8 no estudo levado a cabo no capítulo 5) é superior à resistência máxima de corte dos ferrolhos.

6.2 Desenvolvimentos Futuros

Para desenvolvimentos futuros deste trabalho, sugere-se uma nova campanha de ensaios dinâmicos para caracterização do modo de vibração de translação longitudinal, de modo a aferir da real rigidez horizontal dos pilares. Do ponto de vista de modelação numérica, sugere-se o desenvolvimento de um modelo numérico de elementos finitos tridimensional, com todos os elementos estruturais da passagem superior, de modo a aproximar o modo de torção do tabuleiro e assim aferir a verdadeira rigidez da PSP do Campo Grande.

Bibliografia

- AIPnD. (2008). *Associazione Italiana Prove non Distruttive*. Obtido de <http://www.aipnd.it/>
- Albuquerque, M. R. (2013). *Avaliação Comparativa dos Efeitos da Introdução dos Eurocódigos no Cálculo Sísmico de Edifícios de Betão Armado*. Dissertação para obtenção de grau de mestre em Engenharia Civil na área de Estruturas. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Appleton, J., & Marchão, C. (2004). Folhas de Apoio às aulas. *Betão Armado e Pré-Esforçado II*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Araújo, I. D. (2015). *Análise modal operacional: métodos de identificação baseados em transmissibilidade*. Trabalho realizado no âmbito de Pós-graduação em Engenharia Civil na área de Estruturas. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia, Brasil.
- Beton, C. E.-I. (1993). *CEB-FIP MODEL CODE 90*. Switzerland: Thomas Telford Services Ltd.
- C.M.L. (2017). *O risco sísmico na cidade de Lisboa*. Obtido de Departamento de Protecção Civil: http://www.jf-alvalade.pt/wp-content/uploads/E25_Auto_prot_Sismos.pdf
- Campo Grande - Lisboa*. (19 de Outubro de 2017). Obtido de Wikipedia: [https://pt.wikipedia.org/wiki/Campo_Grande_\(Lisboa\)](https://pt.wikipedia.org/wiki/Campo_Grande_(Lisboa))
- Camposinhos, R. D. (5 de Maio de 2014). Tecnologia de ligações de estruturas - aparelhos de apoio. Sebenta de mestrado em Engenharia Civil. Instituto Superior de Engenharia do Porto. Obtido de http://www.academia.edu/1749133/APARELHOS_DE_APOIO
- Costa, A., Ferreira, M., & Oliveira, C. (2010). O grande sismo de Sichuan: impactos e lições para o futuro. *8º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, 20 de Outubro de 2010*. Aveiro.
- Delgado, P. D. (2009). *Avaliação da segurança sísmica de pontes*. Tese para obtenção de grau de Doutor em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Delgado, R., & Costa, A. (1999/2000). Folhas de apoio às aulas. *Dinâmica de Estruturas*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Earthquake*. (8 de Setembro de 2017). Obtido de USGS - Science for the changing world: <https://earthquake.usgs.gov/>
- Earthquakes and Plate Tectonics in Lima, Peru*. (3 de Abril de 2011). Obtido de <http://atty-platetectonictrip.blogspot.pt>
- EC8. (2010). Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos. *Março*. Lisboa: LNEC.

- El Centro earthquake 1940*. (24 de Abril de 2018). Obtido de https://en.wikipedia.org/wiki/1940_El_Centro_earthquake
- Elliott, K. S. (2016). *Precast Concrete Structures* (Segunda edição ed.). Portland, United States: Taylor & Francis Inc.
- Fardis, M. N. (2009). *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings* (Vol. 8). Department of Civil Engineering, University of Patras.
- Ferreira, E., & Pipa, M. (5 de Novembro e 2008). Encontro Nacional de betão estrutural. *Nova regulamentação sobre execução de estruturas de betão*. Guimarães.
- Google. (s.d.). Obtido de <https://www.google.com/maps>
- Guerreiro, L. (2011). *Danos em pontes devido à ação sísmica*. Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Guzman, P., Fuentes, C. L., García, R., & López, J. C. (22 de Setembro de 2015). *Sismo de 1985 - México*. Obtido de <https://www.vice.com/o-terremoto-de-1985-na-cidade-do-mexico>
- Instituto Português do Mar e da Atmosfera*. (8 de Maio de 2018). Obtido de <http://www.ipma.pt>
- Isossistas no mar*. (16 de Janeiro de 2010). Obtido de <https://blacksmoker.wordpress.com/2010/01/16/isossistas-no-mar/>
- Martin, S. (19 de Maio de 2017). *Big one threat: Earthquakes SWARM triggers major concern as Peru rocked by daily quakes*. Obtido de <https://www.express.co.uk/news/science>
- Memória Descritiva. (2000). *Passagem superior para peões - Campo Grande - Lisboa*. Lisboa: Gamma Consult Portugal consultores, S.A.
- Mendes, P. (2012). *Análise dinâmica de uma estrutura - Estudo numérico e experimental*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- México Earthquake*. (22 de Janeiro de 2003). Obtido de <http://www.greatdreams.com/colima.htm>
- Nascimento, S. (24 de Janeiro de 2014). *VII Sismologia*. Obtido de <https://pt.slideshare.net/vii-sismologia>
- Nossa, P., Feliciano, L., & Marques, A. (13 de Junho de 2010). *O terramoto de 1755*. Obtido de <https://pt.slideshare.net/Rubema/o-terramoto-de-1755>
- Oliveira, L. K. (3 de Julho de 2012). *Ensaio por ultrassom*. Obtido de <http://www.ebah.com.br/content/ensaio-por-ultrasom>

- Paulo, P., Campos, J., & Alexandre, J. (2002). Folhas de apoio às aulas. *Diagnóstico e patologia de construções em betão armado*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Peiretti, H. C. (2002). Organização CEB-FIP. *Euro-International Committee for Concrete & International Federation for Pre-stressing*.
- Peixoto, I. (25 de Janeiro de 2011). *Sismologia*. Obtido de <https://pt.slideshare.net/sismologia>
- Pinto, P. L. (2011/2012). Folhas de apoio às aulas. *Reabilitação e Reforço de Estruturas*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Priestley, Seible, & Calvi. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. Itália: John Wiley & Sons, Inc.
- Queda de ponte pedonal em Miami*. (16 de Março de 2018). Obtido em 16 de Março de 2018, de Jornal de Notícias: <https://www.jn.pt/mundo/interior/queda-de-ponte-pedonal>
- R.S.A. (1983). Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes. Lisboa: Imprensa Nacional - Casa da Moeda.
- Reparação de betão com danos superficiais*. (20 de Julho de 2018). Obtido de Weber: <https://www.weber.com.pt/argamassas-tecnicas>
- Salas, H., Bernal, I., & Tavera, H. (1 de Agosto de 2007). *El Sismo de Pisco 2007*. Obtido de Instituto Geofísico de Perú: <http://repositorio.igp.gob.pe/handle/IGP/1115>
- Salgado, J. M. (2012). *Análise modal experimental*. Dissertação para obtenção de grau de Meste em Engenharia Mecânica. Universidade do Minho.
- Santos, A. (2016). *Resultados da monitorização da passagem pedonal*. Relatório Interno, Faculdade de Engenharia da Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias.
- Santos, J. T. (12 de Novembro de 2013). *O terramoto de Lisboa de 1755*. Obtido de <http://historia-portugal.blogspot.pt>
- Silva, M. J., Candeias, P., & Coelho, E. (20 de Junho de 2012). Estudo comparativo sobre o dimensionamento de edifícios de betão armado; Uma análise sobre a regulamentação Portuguesa em vigor e os novos eurocódigos. *Engenharia para a sociedade, Investigação e inovação, cidades e desenvolvimento*. Lisboa: LNEC e FCT.
- Sismo 1755*. (1 de Novembro de 2016). Obtido de Lusa - Rádio regional: <https://radioregional.pt/sismo-1755-pode-repetir/>
- Soares, D. M. (2014). Estudo da técnica de gamagrafia na inspecção de estruturas de betão armado pré-esforçado. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Sousa, M. L. (2012). Regiões de maior risco sísmico de Portugal Continental. *Perigosidade, vulnerabilidade e análise de risco*. LNEC.

Wollbold, & Neisecke. (1995). Ultrasonic Testing of Concrete with Fast Imaging Pulse-Echo-Technique. Universidade Dortmund, Germany.

Anexo 1 - Memória descritiva e justificativa

GAMMAconsult PORTUGAL
Consultores, S.A.

Rua de Santa Marta, 43 E – 2º A/B/C
1150-293 LISBOA

PASSAGEM SUPERIOR PARA PEÕES

CAMPO GRANDE – LISBOA

UNIVERSIDADE LUSÓFONA

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

E

DESENHOS

Junho de 2000

Gammaconsult Portugal
Consultores, S.A.
Rua Santa Marta, 43 E/F 2º A
1150-293 LISBOA Portugal - Fax 21 357 13 53
Telefis. 21 357 14 17/375 - 21 352 53 49

PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

ÍNDICE

MEMÓRIA DESCRITIVA

1. Generalidades
2. Descrição da obra de estruturas
3. Condicionalismos da obra
4. Materiais
5. Quantificação e Combinação de acções
6. Análise da Estrutura
7. Estados Limite Últimos
8. Estados Limite de Utilização
9. Regulamentação
10. Desenhos

CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

1. Lajes do Tabuleiro
2. Lanços de Escadas
3. Patamares de Apoio
4. Lajes Laterais
5. Vigas do Tabuleiro
6. Pilares de Tabuleiro
7. Pilares dos Patamares
8. Fundações

ANEXOS

1. Referências Bibliográficas
2. Documentos



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

PEÇAS DESENHADAS

Desenhos nº A003, B01c, B011, C01a, C003



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

MEMÓRIA DESCRITIVA

1. Generalidades

O presente Projecto de Betão Armado refere-se à passagens superiores de peões, executar junto ao Campo Grande em Lisboa. A obra caracteriza-se pela utilização de uma solução totalmente pré-fabricada de rápida execução.

2. Descrição Geral da Obra de Estruturas

A solução da passagem superior de peões é constituída por 2 vigas pré-fabricadas em betão armado pré-esforçado apresentando uma secção em I, vencendo o vão de 25.6 metros com 123 cm de altura. A viga está apoiada sobre aparelhos de apoio de neoprene armado que transmitem as acções aos pilares pré-fabricados de secção variável em altura de 1.4*0.45 na base até 0.7*0.45 junto ao cabeçote para receber as vigas da passagem.

A laje entre vigas é em betão armado e vence o vão de 2.2 m com 13 cm de espessura. As lajes pousam no banzo inferior da vigas e são fixas através de buchas metálicas à viga e cantoneiras soldadas à armadura principal da laje espessadas de 70 cm aproximadamente.

As escadas apresentam um vão de 3.41 m em projecção horizontal e uma inclinação de 30°, apoiando sobre patamares quadrados de 1.7 m de lado. Os patamares e as escadas têm 12 cm de espessura. Os pilares que suportam os patamares onde arrancam e chegam as escadas e rampas são de 40*40. A ligação à fundação é feita através de negativos troncopirâmidaís cuja folga após a montagem do pilar, é refechada com argamassa não rectáctil.

3. Condicionaismos da Obra

Não existem condicionaismos em especial a referir para a estrutura do tabuleiro das passagens superiores de peões.



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

4. Materiais

Nos elementos pré-esforçados — vigas em forma de I — utilizou-se betão da classe **B45.1**, aço do tipo **A500 NR** em varão e aço **A500 NL** em redes electrossoldadas e, para o aço de pré-esforço, um aço da classe **A1860/1660**, com uma resistência mínima à rotura $f_{puk} = 1860 \text{ MPa}$.

Nos elementos pré-fabricados de betão armado — lajes entre vigas, pilares, escadas, rampas — utilizou-se betão da classe **B30.1**, aço do tipo **A500 NR** em varão e aço **A500 NL** em redes electrossoldadas.

As alças metálicas de elevação são em aço do tipo **A235 NL**.

5. Quantificação e combinação de acções

As acções a considerar, no dimensionamento da estrutura, são as seguintes:

- peso próprio dos elementos estruturais
- revestimento 1 KN/m^2
- sobrecarga 5 KN/m^2
- Sismo $\beta_0 = 0.16$

As combinações de acções utilizadas para a verificação da segurança (Estado Limite Último) e as verificações de funcionalidade e durabilidade (Estado Limite de Utilização) apresentam-se de seguida.

Combinação fundamental $-1.5 \times \text{C.P.} + 1.5 \times \text{S.C.}$ - Verificação dos estados limite últimos dos elementos horizontais, verticais e fundações.

Combinação quase permanente $-\text{C.P.} + \psi_2 \times \text{S.C.}$ - Verificação do estado limite descompressão e deformação dos elementos horizontais.

Combinação frequente $-\text{C.P.} + \psi_1 \times \text{S.C.}$ - Verificação do estado limite fendilhação dos elementos horizontais.

Combinação frequente $-\text{C.P.} + \psi_1 \times \text{S.C.} + 1.5 \times \text{E}$ - Verificação do estado limite último dos elementos verticais e fundações.



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

6. Análise da Estrutura

Os modelos de cálculo utilizados baseiam-se numa técnica de análise elástica e linear. As vigas e as lajes apresentam um funcionamento simplesmente apoiado e foi este o modelo de cálculo utilizado para determinar os esforços na estrutura. Os pilares foram analisados como consolas puras.

7. Dimensionamento da Estrutura

Os métodos de dimensionamento utilizados são os preconizados no REBAP, em estado limite último (ELU), para a verificação da segurança.

Procurou-se assegurar à estrutura um comportamento dúctil evitando situações de rotura frágil dos elementos.

8. Estados limite de utilização

Os aspectos referentes aos estados limite de utilização serão assegurados por disposições construtivas e dimensões adequadas por forma a garantir a durabilidade dos vários elementos estruturais. A estrutura foi considerada em ambiente moderadamente agressivo. Os elementos pré-esforçados foram verificados à descompressão para a combinação quase-permanente ($\Psi_2 = 0.4$) de acções. Verificou-se, no entanto, que nestes elementos, na combinação frequente das acções ($\Psi_1 = 0.6$) não se atinge a situação fendilhada ($\sigma_e < f_{ctm}$) o que torna implícita a verificação do estado limite de fendilhação.



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

9. Regulamentação

O projecto foi desenvolvido dando cumprimento ao disposto nos seguintes documentos oficiais:

- R.S.A.
- R.E.B.A.P.
- R.E.A.E.
- Eurocodigo 2

O primeiro documento estabelece as regras de quantificação e combinação das acções a considerar no dimensionamento das estruturas de edifícios e pontes.

O segundo estipula as regras da verificação da segurança e da fase de utilização dos elementos de betão armado e de betão armado pré-esforçado.

O terceiro regulamento estabelece as regras de dimensionamento para acessórios ou estruturas metálicas.

O quarto é utilizado em situações em que todos os regulamentos acima referidos são omissos.

10. Peças Desenhadas

Em anexo apresentam-se as peças desenhadas contendo a localização dos vários elementos estruturais bem como a sua definição geométrica.



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

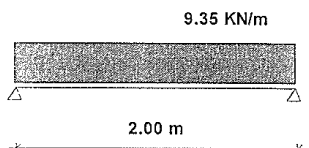
CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

1. Lajes do Tabuleiro

As lajes de tabuleiro são peças apoiadas no banzo inferior das vigas, com interposição, entre a laje e a viga, de uma tira de cortiça impregnada em asfalto. As lajes são ligadas à viga por meio de buchas espaçadas de 1 metro. Para este efeito existem, na laje, cantoneiras perfuradas soldadas à armadura da laje.

Apesar desta ligação, as lajes são ligadas entre si através de chapas metálicas que, posteriormente, serão soldadas em obra.

O esquema de cálculo adoptado para dimensionamento da laje, é:



As acções em jogo, são para além das de carácter permanente e que são as devido ao peso próprio da laje e aos revestimentos, as de carácter variável - sobrecargas em acessos (locais públicos) e valem:

$$\begin{array}{rcl} \text{P.p. laje} & = & 3.35 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Revestimento} & = & 1.00 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Sobrecarga} & = & 5.00 \text{ KN/m}^2 \\ \hline p & = & 9.35 \text{ KN/m}^2 \end{array}$$

$$M_{sd} = 7.01 \text{ KN} \cdot \text{m/m}$$

$$V_{sd} = 14.03 \text{ KN/m}$$



Assinatura manuscrita do autor ou responsável técnico.

PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

Com base nos esforços anteriores e para $b = 100\text{cm}$ e $h = 13.40\text{cm}$, as áreas de aço são, sendo o betão da classe **B30** e o aço do tipo **A500**:

$$A_s = 1.61\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_d = 0.41\text{cm}^2/\text{m}$$

No que diz respeito ao esforço transversal, como estamos perante o caso das lajes sem armadura de esforço transversal, o valor de cálculo do esforço transversal resistente **V_{rd}** é igual a **V_{cd}**.

O valor de **V_{cd}** obtem-se multiplicando o valor de τ_{1bwd} por $0.6(1.6-d)$, com $0.6(1.6-d) > 0.6$.

Temos então, sendo $\tau_{(B30)} = 0.75\text{MPa}$, o seguinte:

$$V_{rd} = V_{cd} = 0.075 \cdot 100 \cdot 10.5 \cdot 0.6 \cdot (1.6 - 0.105) = 70.64\text{KN}$$

$$V_{rd} > V_{sd}$$



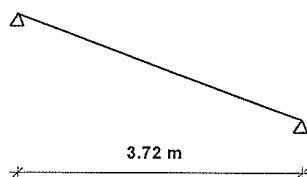
ξ

PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

2. Lanços de Escadas

O outro acesso à passagem superior de peões, é feito através de lanços de escadas.

Os lanços são lajes em betão armado, cujo dimensionamento é feito de acordo com o esquema estrutural que se segue:



As ações em questão são para além de carácter permanente e que são devidas ao peso próprio da laje, do degrau e guardas, as de carácter variável - sobrecargas em acessos (locais públicos).

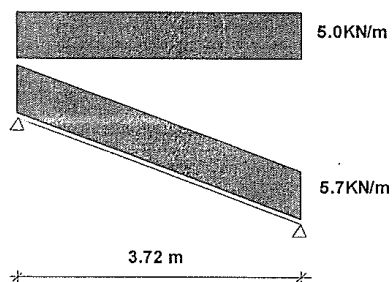
O seu valor é, para 1.00m de largura:

Laje	=	0.12×25	=	3.00 KN/m^2
Degrau			=	2.20 KN/m^2
Guarda	=	$1/2.0$	=	0.50 KN/m^2
Sobrecarga			=	5.00 KN/m^2



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

O esquema de acções adoptado, é o que se segue:



$$M_{sd} = 29.61 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$V_{sd} = 31.85 \text{ kN/m}$$

Com base nos esforços anteriores, sendo o betão **B30** e o aço **A500** e para $b=100\text{cm}$ e $h=11.60\text{cm}$, a área de aço vale:

$$A_s = 9.81 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura adoptada foi:

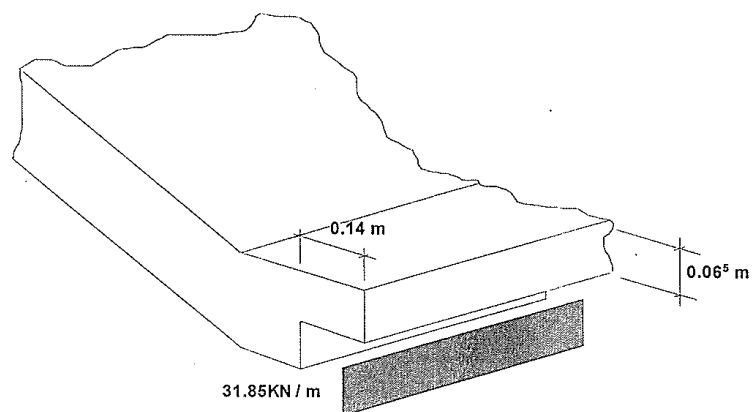
$$A_{sp} = \phi 16 // 15 \text{ cm}$$

$$\bar{A}_{sd} = \phi 10 // 25 \text{ cm}$$



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

O dimensionamento dos apoios é feito considerando as dimensões indicadas no esquema seguinte:



Sendo $a = b = 100\text{cm}$, $h = 6.50\text{cm}$, a área de aço vale, se considerarmos o betão da classe **B30** e o aço do tipo **A500**:

$$M_{sd} = 31.85 \cdot 0.14 = 4.46 \text{ kNm} \quad \Rightarrow \quad A_s = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

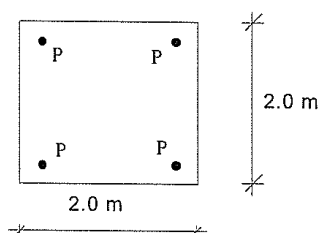


PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

3. Patamares de Apoio dos Lanços

5.1 Simples

Os patamares de apoio das escadas, têm a seguinte secção:



$$Psd = (31.85 \cdot 2.0) / 2 = 31.85 \text{ KN}$$

Sendo o patamar de apoio das escadas, uma laje sujeita a forças concentradas, vamos determinar o valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento e compará-lo com o valor de V_{sd} .

Pelo **Art. 54º do R.E.B.A.P.**, o valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento, V_{rd} , no caso de não existirem armaduras específicas para resistir a este esforço, é dado por:

$$V_{rd} = v_{rd} \cdot \mu, \text{ em que } v_{rd} = \eta \cdot \tau_1 (B30) \cdot d$$

Sendo:

$$V_{sd} = 4 \cdot 31.85 + 66.00 = 193.40 \text{ KN}$$



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

$$\mu = (50+17)*4 = 268\text{cm}$$

$$\eta = 1.60-0.17 = 1.43\text{m}$$

$$v_{rd} = 143*0.075*17 = 182\text{KN}$$

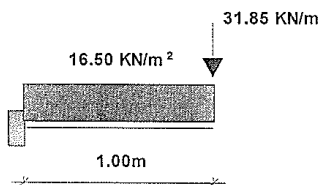
$$V_{rd} = 182*2.68 = 489\text{ KN}$$

V_{rd} > V_{sd} Tal como queríamos demonstrar!

Vai-se estudar o patamar de apoio das escadas, segundo a direcção x e a direcção y.

Tal como foi referido no **item 2**, os materiais considerados são o betão da classe **B30** e o aço **A500**.

Temos então, segundo a **direcção x**, e considerando uma $b = 100\text{cm}$ e $h = 20\text{cm}$, o seguinte esquema de cálculo, de acções, esforços e áreas de aço:



$$M_{sd} = 40.10\text{KN}\cdot\text{m/m} \quad \Rightarrow \quad A_s = 5.87\text{cm}^2/\text{m}$$

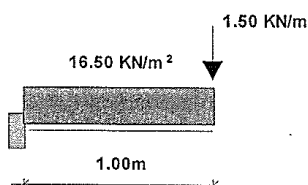
$$V_{sd} = 48.35\text{KN/m}$$



Assinatura manuscrita em tinta preta.

PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

Segundo a **direcção y**, sendo $a = 100\text{cm}$ e $h = 20\text{cm}$, e para o seguinte esquema de cálculo e de acções, temos os esforços e áreas de aço que se indicam:



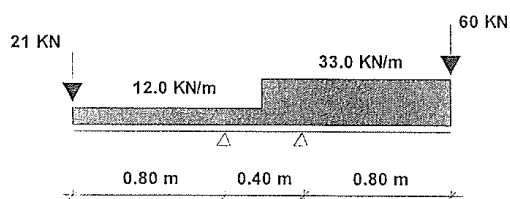
$$M_{sd} = 9.75 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \Rightarrow A_s = 1.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

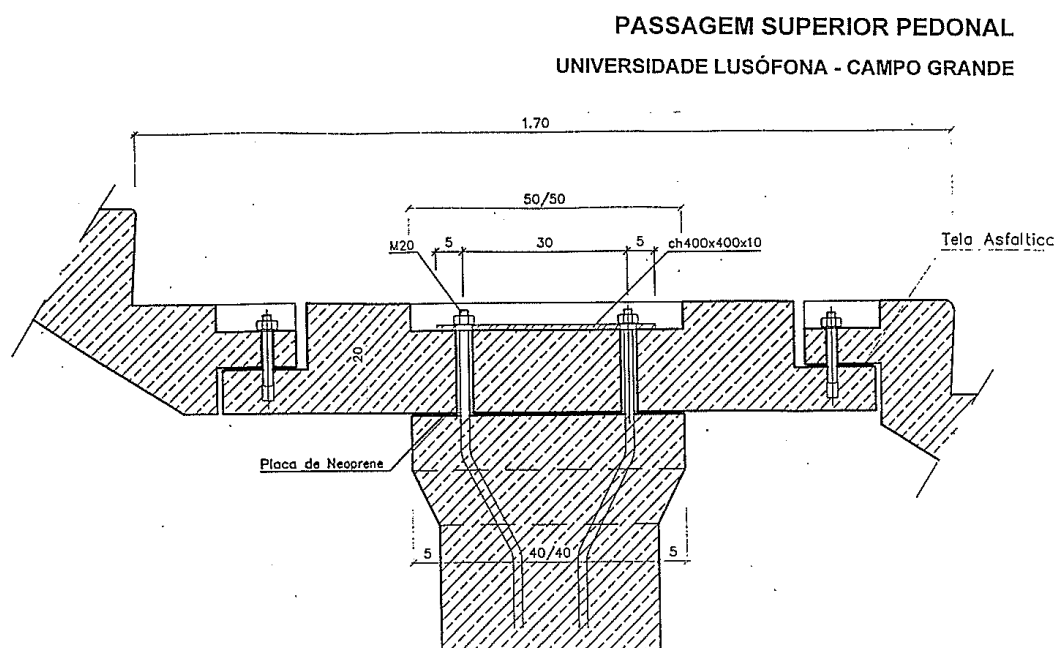
$$V_{sd} = 18.00 \text{ kN/m}$$

Adoptar-se-á a mesma armadura no sentido perpendicular.

Dimensionemos de seguida os pernos de ligação do patamar ao pilar.

O esquema de cálculo e de acções considerado, é o que a seguir se apresenta:





Apesar de a tracção desenvolvida ser muito pequena e daí exigir-se uma área de aço também reduzido, adoptaram-se 2φ20.

4. Lajes Laterais

As lajes laterais são peças onde irão apoiar as peças de acesso à passagem superior de peões (escadas).

A saída da passagem superior de peões para os acessos é feita lateralmente e/ou de frente.

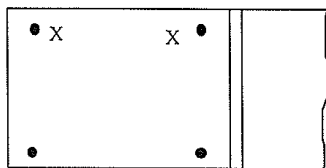
No caso presente, a saída da passagem de peões é feita lateralmente para um lado de escadas.



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

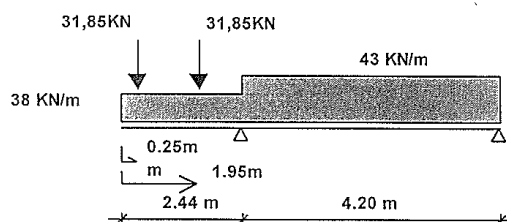
As acções em causa, para o dimensionamento da laje, são:

$$\begin{aligned} \text{P.p. laje} &= 6.375 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Revestimento} &= 1.000 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Sobrecarga} &= 5.000 \text{ KN/m}^2 \\ 12.375 \times 2 &= 24.75 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$



Reacção do lanço lateral, por cada apoio X = $31.85 \times 2.0 / 2 = 31.85 \text{ KN}$

Os esquemas de cálculo e os esquemas de acções adoptados, para dimensionamento da laje lateral, são os que se seguem:



$$M_{sd} = 38 \times 2.44^2 / 2 + 31.85 \times (2.19 + 0.49) = 198 \text{ KNm}$$

$$V_{sd} = 156 \text{ KN}$$



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

Para um betão **B30** e um aço **A500**, temos para $b=200\text{cm}$ e $h=25.5\text{cm}$, as seguintes áreas de aço:

$$A_s = 22.6\text{cm}^2 \quad 11.3\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_d = 2.26\text{cm}^2/\text{m}$$

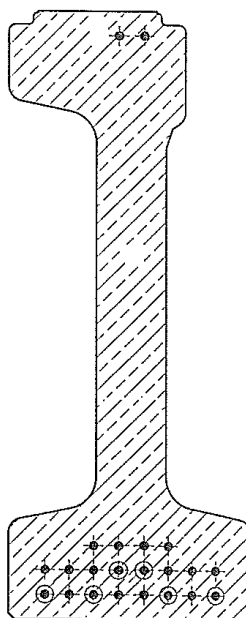
De acordo com as áreas de aço atrás avaliadas, as armaduras adoptadas são as seguintes:

$$A_{sp} = \phi 16//15\text{cm}$$

$$A_{sd} = \text{Malhasol AE 8/6 (principal } \phi 8//10 \text{ e distribuição } \phi 6//30)$$

5. Vigas de Tabuleiro

A secção das vigas **I123**, das passagens superiores de peões, é a seguinte:



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

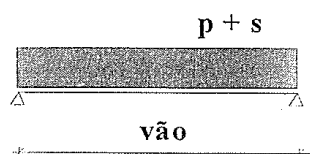
As características geométrico-mecânicas da viga, são:

$$\begin{aligned}A &= 0.2958 \text{ m}^2 \\I &= 0.05222217 \text{ m}^4 \\D_i &= 0.5502 \text{ m} \\W_i &= 0.094916 \text{ m}^3 \\W_s &= 0.076819 \text{ m}^3\end{aligned}$$

As acções em questão para o dimensionamento da viga são, para além das de carácter permanente e que são as devido ao peso próprio da viga, à reacção da laje, à reacção do revestimento e ao peso próprio da guarda, as de carácter variável - sobrecargas em acessos (locais públicos) e valem:

Peso próprio da viga	= 7.40KN/m
Acção da laje	= 3.35KN/m
Peso próprio da guarda	= 1.00KN/m
Acção revestimento	= 0.65KN/m
Sobrecarga	= 5.00KN/m

Sendo o vão de cálculo da viga, de 25.5 m e o esquema de acções o seguinte, temos que:



$$\begin{aligned}p &= 12.40\text{KN/m} \\s &= 5.00\text{KN/m}\end{aligned}$$



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

A longarina vai ser estudada sob os seguintes aspectos:

5.1 Tensões

5.2 Corte

5.3 Ruptura

5.1 Tensões

Temos uma primeira fase, em que as longarinas pré-fabricadas já possuem a totalidade de pré-esforço e como solicitação terão o seu peso próprio.

Tal como referido, p.p.longarina = 7.40KN/m, então:

$$M_{\text{long.}} = 7.4 \cdot 25.5^2 / 8 = 601.5 \text{ KN.m}$$

$$\Delta\sigma_i = 6337.0 \text{ KN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_s = -7830.1 \text{ KN/m}^2$$

Numa 2ª fase, já em obra e trabalhando simplesmente apoiadas, as longarinas estarão sujeitas ao peso do tabuleiro, aos acabamentos e colocação de guardas.

$$M_{\text{cp}} = 5.0 \cdot 25.5^2 / 8 = 406.4 \text{ KN*m}$$

$$\Delta\sigma_i = 4281.7 \text{ KN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_s = -5290.4 \text{ KN/m}^2$$



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

Numa última fase, considera-se a acção das sobrecargas nos passadiços:

$$\text{Sobrecarga} = 5.0 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{sob}} = 5.0 \cdot 25.5^2 / 8 = 406.4 \text{ KN.m}$$

$$\Delta\sigma_i = 4281.7 \text{ KN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_s = - 5290.4 \text{ KN/m}^2$$

Em termos de pré-esforço que contrarie todas as fases pelas quais a viga passa, poderemos colocar cabos nas seguintes posições, e nas quantidades referidas:



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

$$\Delta\sigma_i = -16171.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_s = 2970.9 \text{ KN/m}^2$$

Em resumo, a meio vão, teremos os seguintes valores de tensões para a combinação frequente de acções:

$$\sigma_i = 6337 + 4281.7 + 0.6 \cdot 4281.7 - 16171.1 = -2983.38 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_s = -7830.1 - 5290.4 - 0.6 \cdot 5290.4 + 2970.9 = -13323.84 \text{ KN/m}^2$$

Nota:

(-) compressão (+) tracção

Tensão no aço = 110 Kgf/mm²

5.2 Corte

Considerando o esquema de cálculo e de acções anteriores, temos para a combinação $V_{sd} = 1.50 \cdot \text{Cargas Permanentes} + 1.50 \cdot \text{Sobrecarga}$, os esforços seguintes:

$$V_{sd} = 17.4 \cdot 25.5 / 2 \cdot 1.5 = 332.8 \text{ KN}$$

Determinemos o valor do esforço transversal resistente V_{rd} , pela expressão:

$$V_{rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

Em que, $V_{cd} = \tau_1(B45) \cdot b_w \cdot d = 0.1 \cdot 14 \cdot 120 = 168 \text{ KN}$



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

Existe uma armadura base, corrida em toda a viga - canudo de malhasol $\phi 6//10\text{cm}$ (A500), cujo o V_{wd} vale:

$$V_{wd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{syd} = 0.9 \cdot 120 \cdot 43.50 \cdot 2 \cdot 0.28 / 10 = 263\text{KN}$$

Temos então:

$$V_{rd} = 168 + 263 = 431\text{KN}$$

$$V_{rd} > V_{sd}$$

5.3 Ruptura

Como se sabe e de acordo com o R.E.B.A.P., deverá verificar-se a condição $M_{rd} > M_{sd}$. Vai avaliar-se de seguida, para os vãos em causa, o valor do M_{sd} para depois se comparar com os valores de M_{rd} .

Temos então:

$$M_{sd}^+ = (12.4 \cdot 1.35 + 5 \cdot 1.5) \cdot 25.5^2 / 8 = 1970.3\text{KNm}$$

Recorrendo a um programa de cálculo automático, do qual se juntam as saídas, avaliamos o momento resistente.

Para isso, vamos esquematizar as secções de betão e as armaduras, conforme seguem.

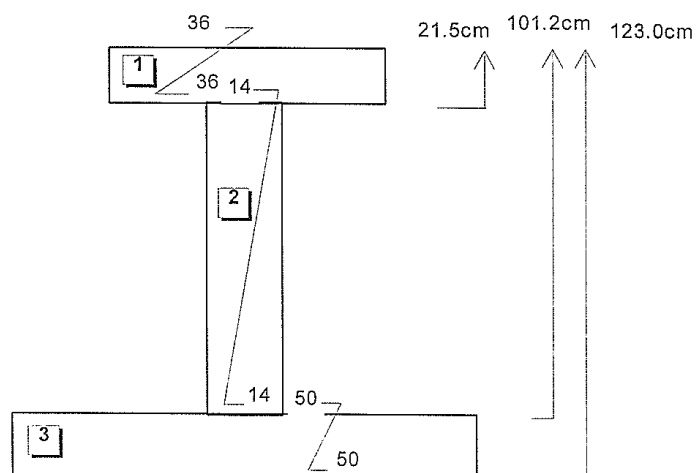


PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

Definição da armadura:

Nível	N_{PE}	Ds_{NPE}	AS_{PE}
N1	818.6	1.18	7.44
N2	818.6	1.13	7.44
N3	409.2	1.08	3.72
N4	204.6	0.05	1.86
Unidades	kN	m	cm ²

Definição da estrutura:



Nesta avaliação só se contou com a armadura de pré-esforço e não se contou com a armadura longitudinal passiva em A500 que sempre existe na viga.



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

De acordo com as saídas do programa de cálculo automático, de avaliação do Mrd, temos que:

$$\text{Mrd} = 2488.0 \text{ KN}\cdot\text{m}$$



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

6. Pilares do Tabuleiro

O pilar de tabuleiro, tem secção **140*45cm²**, e vai ser dimensionado para duas combinações de acções:

$$1^a) S_d = 1.5 \cdot (CP + Sob)$$

$$2^a) S_d = 1.0 \cdot CP + 0.4 \cdot Sob + 1.5 \cdot Sismo$$

Verifiquemos em primeiro lugar a esbelteza λ , do pilar de secção constante, definido pela expressão $\lambda = l_0/i < 140$, em que:

l_0 = comprimento efectivo de encurvadura na direcção considerada (no nosso caso $l_0=2l$)

i = raio de giração da secção transversal do pilar na direcção considerada, supondo-a constituída apenas por betão, ($i_x = \sqrt{I_x/s}$)

$$I = 676 \text{ cm}^4 \quad l_0 = 1251 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{((140 \cdot 45^3)/12 / (140 \cdot 45))} = 12.99 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \lambda = 96.302$$

Considerando as excentricidades impostas pelo **Artigo 63º do R.E.B.A.P.**, temos que:

$$e_a = l_0/300$$

$$e_2 = 5/h \cdot 10^{-3} \cdot l_0^2/10$$

$$e_c = \text{considera-se igual a } e_a$$



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

Então:

$$e_a = 1352/300 = 4.17 \text{ cm}$$

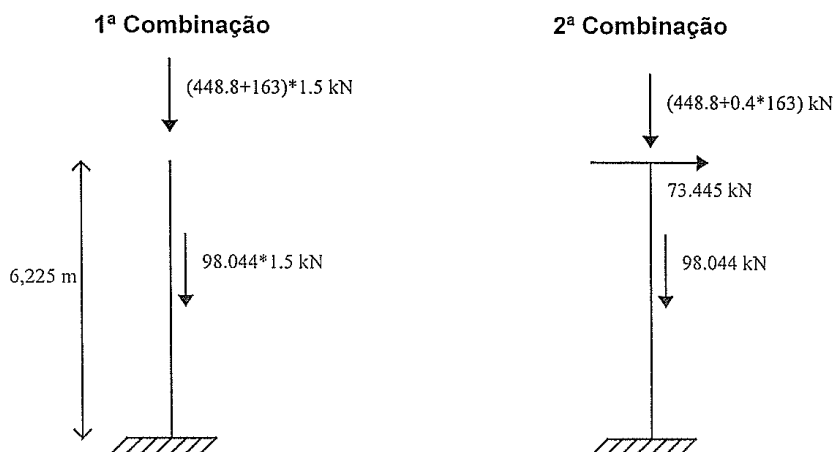
$$e_2 = 5/45 \cdot 10^{-3} \cdot 1352^2/10 = 17.39 \text{ cm}$$

$$e_c = 4.17 \text{ cm}$$

$$e_f = 0.257 \text{ m}$$

De acordo com as combinações de acções indicadas anteriormente, os esquemas de carga são os que a seguir se esquematizam:

Pilar Lateral



Na secção de encastramento do pilar na sapata, os esforços valem:

1ª Combinação

$$V_{sd} = 1064.80 \text{ kN}$$

$$H_{sd} = 0.00 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 273.95 \text{ kNm}$$

2ª Combinação

$$V_{sd} = 612.04 \text{ kN}$$

$$H_{sd} = 73.445 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 457.2 + 157.5 = 614.68 \text{ kNm}$$

Para estes esforços e para os materiais atrás mencionados (betão B30 e aço A500), e recorrendo a um programa de cálculo automático, do qual se anexam as saídas, avalia-se as áreas de aço para peças sujeitas à flexão composta.



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

7. Pilares de Apoio dos Patamares

Tal como os pilares de tabuleiro, também os pilares de apoio dos patamares foram estudados para as mesmas duas combinações de acções:

1ª) $S_d = 1.5 \cdot (CP + Sob)$

2ª) $S_d = 1.0 \cdot CP + 0.4 \cdot Sob + 1.5 \cdot Sismo$

A sua secção é quadrada de $40 \times 40 \text{ cm}^2$.

Uma vez que temos muitas alturas de pilares de apoio dos patamares, vamos fazer o seu cálculo de 0.5m em 0.5m de altura e organizá-los em quadros, para facilitar o seu estudo.

No **Quadro I**, são apresentadas as diferentes excentricidades definidas, como já foi referido, pelo **Artigo 63º do R.E.B.A.P.**.

Relativamente ao **Quadro II**, é-nos dado os esforços para as diferentes pilares e para as duas combinações.



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

Pilares de apoio aos Lanços de Escadas:

QUADRO I

	H (m)	λ	ea	e2	ec	ef
PA01	4,4	76,21024	0,029333	0,0968	0,029333	0,155467
PA02	2,38	41,22281	0,015867	0,028322	0,015867	0,060055
PA03	4	69,28203	0,026667	0,08	0,026667	0,133333
PA04	2,08	36,02666	0,013867	0,021632	0,013867	0,049365

QUADRO II

	G	Q	E	Comb 1			Comb 2		
				Vsd	Hsd	Msd	Vsd	Hsd	Msd
PA01	82,757	43,435	8,01048	189,288	0	29,42797	100,131	12,01572	68,4362
PA02	78	44,7525	7,67208	184,1288	0	11,05791	95,901	11,50812	33,14869
PA03	81,157	43,435	7,88248	186,888	0	24,9184	98,531	11,82372	60,43235
PA04	77,8049	47,9745	7,759576	188,6691	0	9,313713	96,9947	11,63936	28,99805

Recorrendo ao mesmo programa de cálculo automático usado nos pilares de tabuleiro, para estes esforços e para os materiais betão **B30** e aço **A500**, avaliam-se as áreas de aço para peças sujeitas à flexão composta.

Juntam-se, no item **9 - Anexos**, as saídas do programa de cálculo automático ao qual se recorreu.




PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

8. FUNDAÇÕES

Com base nos esforços que se determinaram para o pilar de tabuleiro e pilares de apoio dos patamares, na secção de encastramento do pilar na sapata, e lançando-se mão de um programa de cálculo automático de sapatas, após várias tentativas do utilizador ao nível das dimensões, fornece-nos a solução estável em termos de derrube e deslize e ainda as armaduras necessárias para combater os esforços desenvolvidos.

Tal como já foi referido no item 1 desta memória, a tensão de segurança do terreno considerada foi de **0.20MPa**.

Juntam-se, no item 9 - **Anexos**, as saídas do programa de cálculo automático de sapatas, relativamente aos pilares de apoio aos lanços e ao pilar de tabuleiro.



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

9. ANEXOS

9.1 Referências Bibliográficas

- R.S.A.
- R.E.B.A.P.
- R.E.A.E.
- EUROCODIGO 2
- BETÃO ARMADO - ARMADURAS
J. D'Arga e Lima
- BETÃO ARMADO - ESFORÇOS NORMAIS E DE FLEXÃO
J. D'Arga e Lima
Victor Monteiro
Mary Mun
- BETÃO ARMADO - ESFORÇOS TRANSVERSOS E DE FORÇAS
J. D'Arga e Lima
Victor Monteiro
Manuel Pipa
- TABELAS TÉCNICAS
Vicente Ferreira e Brazão Farinha



PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

9.2 Documentos

Tal como já foi referido, anexam-se as saídas de computador resultantes dos programas de cálculo automático recorridos.



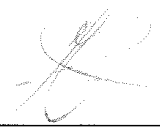
PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL
UNIVERSIDADE LUSÓFONA - CAMPO GRANDE

FIM DE DOCUMENTO

Este documento é constituído por **33 folhas numeradas (incluindo esta) e folhas não numeradas**, correspondentes às saídas dos programas de cálculo automático recorridos, e faz parte integrante do **Projecto de Estabilidade da Passagem Superior Pedonal**, localizada no Campo Grande em Lisboa.

AVEIRO, 1 DE JUNHO DE 2000

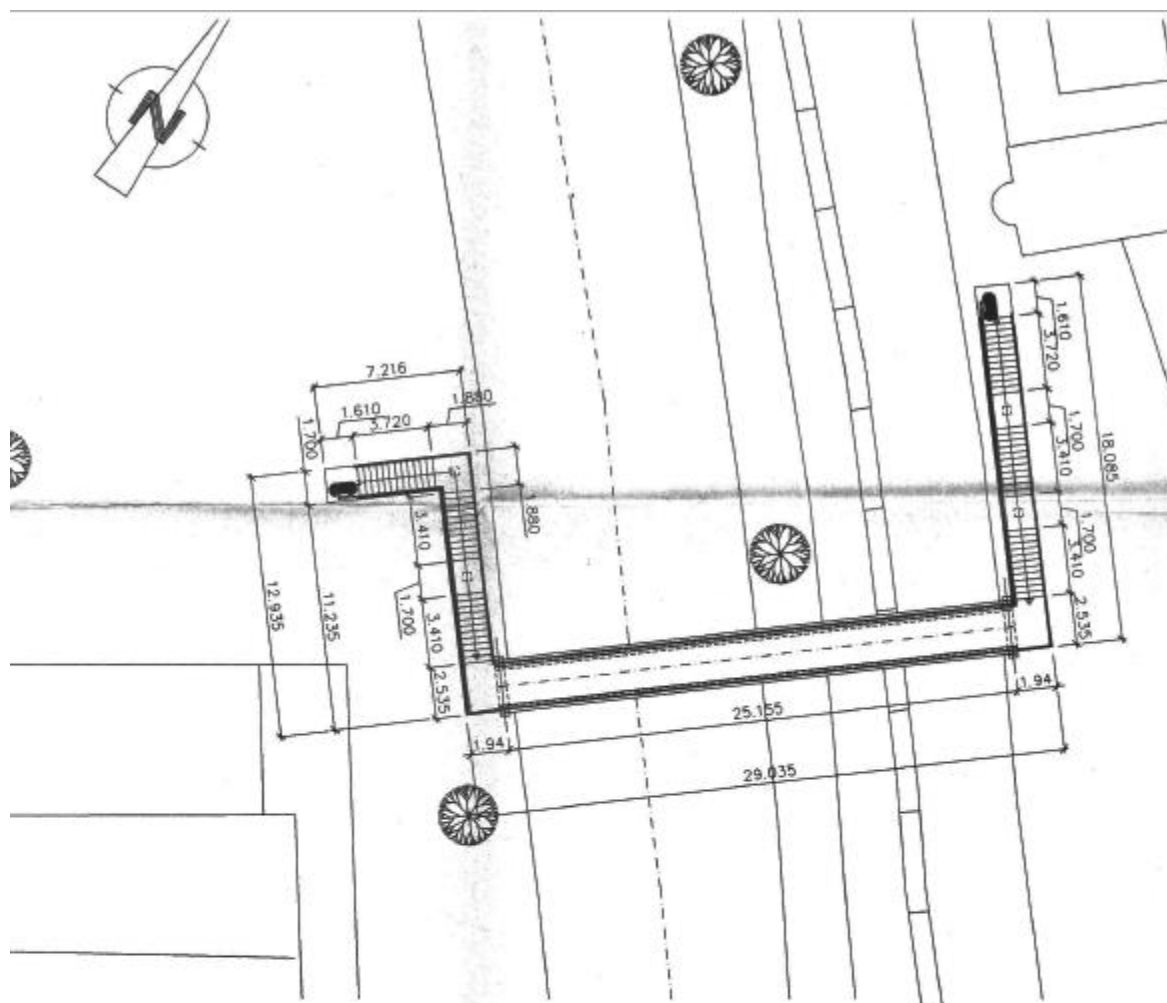
O TÉCNICO RESPONSÁVEL,



(Engenheiro Civil)
(O.E.)



Anexo 2 - Peças desenhadas PSP



Pormenor de Guarda Esc: 1: 25



CORTE TRANSVERSAL Esc: 1: 90

