



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Gabinete de Estudos Olisiponense, Camara Municipal de Lisboa

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa

NERYSA ALEXANDRA AMARO DA COSTA

(Licenciada em Engenharia Civil)

Dissertação de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Área de especialização de Estruturas, no âmbito da colaboração entre o ISEL e o Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas (NESDE) do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)

(Documento Definitivo)

Orientador (es):

Doutora Alexandra Carvalho

Professora Doutora Maria Ana V Baptista

Doutor Paulo Candeias

Júri:

Presidente: Professor Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Vogais:

Professora Doutora Carla Costa

Doutora Alexandra Carvalho

Janeiro de 2018

AGRADECIMENTOS

Expresso o meu agradecimento a todos os que de alguma forma tornaram este trabalho possível, em especial, aos meus pais, familiares e namorado pelo apoio incondicional, paciência e compreensão. Aos meus orientadores, Professora Maria Ana V Baptista, Doutora Alexandra Carvalho, e Doutor Paulo Candeias, sem os quais este trabalho não teria sido possível. A todos os meus amigos que me ajudaram no decorrer deste trabalho, e me acompanharam ao longo destes anos. E por último e não menos especiais, ao Engenheiro Pedro Pinho e ao Engenheiro Carlos Pita da Câmara Municipal de Lisboa pela cedência dos elementos referentes à freguesia de Alvalade utilizados neste trabalho.

[ESTRATÉGIAS DE MITIGAÇÃO DO RISCO SÍSMICO DE QUARTEIRÕES NO BAIRRO DE ALVALADE, EM LISBOA]

RESUMO

Os recentes acontecimentos sísmicos ocorridos em centros urbanos em Itália, em agosto e outubro de 2016, e México, em setembro de 2017, revelam uma vez mais a vulnerabilidade do património construído anterior à entrada em vigor dos regulamentos de construção antissísmicos. A reabilitação sísmica é fundamental para aumentar a robustez dos centros urbanos à ação dos sismos, contribuindo para o aumento da resiliência das populações e das cidades face a cenários de catástrofe. No entanto, os intervenientes nessa reabilitação são confrontados com a dificuldade de selecionar as melhores soluções construtivas a adotar e os critérios que devem suportar essa escolha.

Saliente-se que, embora sejam conhecidas as técnicas de reforço mais adequadas a diferentes tipologias construtivas, estas são, geralmente, tratadas considerando o edifício individualmente e não à escala do quarteirão. Importa, no entanto, identificar e estudar as soluções de reforço considerando o edifício e os edifícios adjacentes dada a interação que existe entre eles.

Este trabalho corresponde ao primeiro estudo de estratégias de reabilitação e reforço sísmico para os edifícios em bandas lineares, à escala do quarteirão no bairro de Alvalade, na cidade de Lisboa, e foi realizado com a ajuda do *software* “LNECLOSS”.

A avaliação do desempenho sísmico dos edifícios do parque edificado e dos respetivos danos estruturais foi feita através de um método mecanicista, o denominado método do espectro de capacidade, em que os edifícios são descritos pelas curvas de capacidade e de fragilidade. Através da análise destas curvas, avaliou-se a vulnerabilidade sísmica dos edifícios e das bandas lineares homogéneas e heterogéneas, e concluiu-se que no caso das bandas homogéneas a vulnerabilidade é a mesma para os edifícios e para as bandas, sendo independente do número de edifícios existentes em cada banda, mas que é diferente no caso das bandas heterogéneas.

Para a avaliação do risco sísmico consideraram-se dois cenários de ação sísmica, o cenário “próximo” e o cenário “afastado” característicos da sismicidade que afeta Portugal, concluindo-se que o cenário “afastado” é mais prejudicial.

Relativamente às estratégias de reforço sísmico adotadas, verificaram-se que as estratégias R1, R3 e R4 conduzem a reduzidos valores de danos à estrutura, e são aquelas que melhor contribuem para a mitigação do risco sísmico do local, tendo em conta a inserção dos edifícios no quarteirão. Pretendeu-se deste modo, contribuir para uma tomada de decisão informada.

PALAVRAS-CHAVE: Sismo; perigosidade; vulnerabilidade; risco; avaliação e mitigação do risco; estratégias de reforço; banda linear; quarteirão.

**[STRATEGIES FOR MITIGATING SEISMIC RISK OF BUILDING BLOCKS IN THE ALVALADE
NEIGHBORHOOD, IN LISBON]**

ABSTRACT

Recent seismic events in urban centers as Italy, August and October 2016, and Mexico, September 2017, revealed once more the vulnerability of the built heritage prior to the enforcement of anti-seismic construction regulations. Seismic rehabilitation is fundamental to increase the robustness of urban centers to the action of earthquakes, contributing to increase the resilience of populations and cities in the face of catastrophic scenarios. However, those involved in this rehabilitation face the difficulty choosing the best constructive solutions to adopt and the criteria that should support this choice.

It should be noted that although the most suitable reinforcement techniques are known for different construction typologies, they are generally treated by considering the building individually rather than the block scale. It is therefore important to identify and study reinforcement solutions considering the building and adjacent buildings given the interactions that exist between them.

This work corresponds to the first study of rehabilitation and seismic reinforcement strategies for buildings in linear bands, at the block scale in the Alvalade neighborhood, in the city of Lisbon, and was carried out with the help of software "LNECLOSS".

The evaluation of the seismic performance of the edified buildings and their structural damage was done through a mechanistic method, called the capacity spectrum method, in which buildings are described by capacity and fragility curves. Through the analysis of these curves, it was evaluated the seismic vulnerability of buildings and homogeneous and heterogeneous linear bands, and it was concluded that in the case of homogeneous bands the vulnerability is the same for buildings and for bands, being independent of the number of buildings in each band, but that is different in the case of heterogeneous bands.

For the seismic risk assessment, two scenarios of seismic action were considered, the "near" scenario and the "remote" scenario characteristic of seismicity affecting Portugal, concluding that the "remote" scenario is more harmful.

With respect to the seismic reinforcement strategies adopted, it was verified that the strategies R1, R3 and R4 lead to reduced values of damage to the structure, and are those that best contribute to the mitigation of the seismic risk of the site, taking into account the insertion of the buildings in the block. In this way, it is intended to contribute to an informed decision-making.

KEYWORDS: Earthquake; hazard; vulnerability; risk; Risk assessment and mitigation; Reinforcement strategies; linear bands; block.

Índice

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xi
ÍNDICE DE TABELAS.....	xv
ABREVIATURAS E SIGLAS.....	xix
SÍMBOLOS.....	xxi
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Objetivos do Trabalho	5
1.3. Estrutura do trabalho	5
2. SINTESE DE CONHECIMENTOS	7
2.1. Considerações iniciais	7
2.2. Risco sísmico.....	8
2.2.1. Perigosidade sísmica.....	10
2.2.1.1. Contexto sísmo-tectónico de Portugal.....	11
2.2.2. Vulnerabilidade sísmica	13
Classificação de danos sísmicos em edifícios	16
1) Metodologia HAZUS.....	17
2) Escala Macrossísmica Europeia, EMS-98	19
Tipologias construtivas.....	21
2.2.3. Exposição	24
2.3. Avaliação da vulnerabilidade sísmica	24
Métodos de avaliação da vulnerabilidade sísmica	25
I. Métodos estatísticos/empíricos	26
Abordagens baseadas na opinião de especialistas	26
Abordagens baseados na observação de danos	26

II.	Métodos analíticos, mecânicos ou mecanicistas.....	26
	Método do espectro de capacidade, CSM	27
	Métodos baseados em mecanismo de colapso	31
	Métodos baseados em deslocamentos.....	32
III.	Métodos experimentais	32
IV.	Métodos híbridos	32
2.3.1.	Vulnerabilidade e danos do edificado.....	33
2.3.1.1.	Curva de capacidade	34
	Construção da curva de capacidade	35
2.3.1.2.	Curva de fragilidade sísmica	38
	Construção da curva de fragilidade.....	40
	Determinação dos valores medianos das curvas de fragilidade	41
2.3.1.3.	Curva de vulnerabilidade sísmica de edifícios	44
2.4.	Avaliação de risco sísmico	46
2.5.	Intervenções estruturais	48
2.5.1.	Reforço sísmico	49
3.	CASO DE ESTUDO: Bairro de ALVALADE	53
3.1.	Contexto nacional – Parque edificado em Portugal.....	53
3.2.	Bairro de Alvalade.....	55
3.2.1.	Localização.....	55
3.2.2.	Estrutura urbana do Bairro de Alvalade	55
3.2.3.	Caracterização do parque edificado	57
	Edifícios de “placa”	58
	Edifícios de pequeno, médio e grande porte	59
3.2.4.	Identificação e caracterização dos elementos em risco.....	60
3.2.4.1.	Caracterização tipológica do parque habitacional de Alvalade	60
	Distribuição geográfica dos elementos em risco	60
	Estatísticas dos elementos em risco -Resultados obtidos.....	64
3.2.5.	Caracterização da vulnerabilidade sísmica do parque habitacional	68
	Determinação da curva de capacidade de uma tipologia	69
	Determinação da curva de capacidade de um quarteirão	69
	Curvas de capacidade obtidas.....	72

Bandas homogéneas	74
Bandas heterogéneas.....	77
Determinação da curva de Fragilidade de uma tipologia	80
Determinação das curvas de fragilidade de um quarteirão	80
Curvas de fragilidade e valores medianos dos estados de dano obtida(o)s	81
Bandas homogéneas	84
Bandas heterogéneas.....	86
4. ESTRATEGIAS DE AVALIAÇÃO DE RISCO: APLICAÇÃO AO BAIRRO DE ALVALADE	89
4.1. Estratégias de mitigação adotadas	89
4.1.1. Curva de capacidade.....	90
Curvas de risco sísmico para as estratégias de mitigação selecionadas	90
Bandas homogéneas	91
Bandas heterogéneas.....	95
4.1.1. Curva de fragilidade	99
Curvas de risco sísmico para as estratégias de mitigação selecionadas	99
Bandas homogéneas	100
Bandas heterogéneas.....	103
5. AVALIAÇÃO DO RISCO SÍSMICO: APLICAÇÃO AO BAIRRO DE ALVALADE.....	107
5.2. LNECLOSS.....	107
5.2.1. Fluxograma.....	108
5.2.2. Dados.....	109
5.2.3. Procedimentos e resultados.....	109
5.3. Aplicação ao edificado do bairro: cenários sísmicos.....	111
5.4. Avaliação e análise do risco sísmico	112
Sismo “próximo”, Localização X=146,5 km e Y=213,6 km.....	113
Sismo “afastado”: Localização X=67,3 km e Y=-4,4 km.....	118
6. CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS	129
6.1. Síntese do trabalho e conclusões gerais.....	129
6.2. Desenvolvimentos Futuros	131
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	133

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

ANEXOS.....	141
ANEXO A.....	142
Regulamentação Sísmica.....	142
ANEXO B.....	145
Fichas de caracterização do edificado e da sua vulnerabilidade sísmica	145

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Bandas lineares - bairro de Alvalade: à esquerda fotografia de Franco (2018) e à direita Scarpa (2018)	4
Figura 2.1 - Mapa de perigosidade sísmica da Europa para uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos para Aceleração de Pico (adaptado de Lamego <i>et al</i> (2016) original de SHARE(2013))	10
Figura 2.2 - Modelo geodinâmico interpretativo para a colisão das Placas Euro-Asiática e Africana (adaptado de Lopes e <i>et al.</i> (2008))	11
Figura 2.3 -Mapa de perigosidade sísmica em Portugal Continental calculados para três períodos de retorno: 95; 475; e 975 anos (Sousa, 2006).....	12
Figura 2.4 – Diferença de vulnerabilidade em edifícios - Sismo do Faial, 9 de Julho de 1998 - Fotografia de Jorge Rodrigues, 1998 in Sousa (2006)	15
Figura 2.5 - Processo iterativo para obter o ponto de desempenho no método do espectro de capacidade (adaptado de Costa <i>et al.</i> (2010))	29
Figura 2.6 - Curva <i>pushover</i> e curva de capacidade (espectro de capacidade) (adaptados de Peter e Badoux (2000)).....	30
Figura 2.7 - Desfasamento em altura de edifícios (Ferrito, 2014)	34
Figura 2.8 – Construção do espectro/curva de capacidade de uma tipologia, representada em aceleração (SA) e deslocamento (SD) espectrais (adaptado de Whitman <i>et al.</i> (1997), McGuire (2004) e Sousa (2006), e original de ATC e SSC (1996))	36
Figura 2.9 - Curvas de fragilidade típica (adaptado de NORSAR (2017)).....	42
Figura 2.10 - Esquerda: curvas de fragilidade para os estados de dano Ligeiro, Moderado, Severo e Total, em função do deslocamento espectral; direita: Matriz de probabilidade de dano para um determinado deslocamento espectral X ($SD=SD_{max}$) (Sousa, 2006).....	43
Figura 2.11 - Curvas de vulnerabilidade de edifícios (Tiedemann, 1992) in Sousa (2006). Em que no eixo das abcissas está representada a medida de intensidade sísmica na escala de Mercalli Modificada (IMM) e no eixo das ordenadas a percentagem da razão de danos médios (MDR)	44
Figura 3.1 Tipologias construtivas existentes em Portugal adaptado de (Bento, 2009)	53
Figura 3.2 - Estrutura de madeira em gaiola com a Cruz de Santo André. Fotografia de Langenbach (2017)	54
Figura 3.3 - Localização de Alvalade adaptado de JFA (2017).....	55
Figura 3.4 - Bairro de Alvalade: a plano de urbanização de 1945 da área sul da Avenida Alferes Malheiro, b vista aérea em 1950 (Lamego <i>et al.</i> , 2016)	56
Figura 3.5 - Distribuição geográfica das células(cells) urbanas no bairro de Alvalade (Lamego <i>et al.</i> , 2016)	57
Figura 3.6 - Caracterização do parque edificado em Alvalade (Lamego, 2014)	57
Figura 3.7 - Limite de Alvalade – Quarteirão.....	60
Figura 3.8 - Representação de Nº Edifícios por banda linear: a esquerda Cell 1 e a direita cell 5	62
Figura 3.9 - Representação de Nº de pisos dos edifícios: a esquerda Cell 1 e a direita cell 7	63

Figura 3.10 – Valores totais das existências dos elementos em risco no bairro de Alvalade	64
Figura 3.11 - Distribuição do número de edifícios pelo nº de pisos	65
Figura 3.12 - Distribuição do número de edifícios por elementos resistentes e época construtiva.....	65
Figura 3.13 - Distribuição do número de edifícios por época de construção e nº de pisos.....	65
Figura 3.14 - Tabela das Existências	66
Figura 3.15 - Distribuição do número bandas lineares	67
Figura 3.16 - Existências	67
Figura 3.17 - Tabela dos valores de capacidades de cedência (SD_y, SA_y) e da capacidade última (SD_u, SA_u) para todas as tipologias construtivas- bandas lineares do bairro de Alvalade	73
Figura 3.18 - Curva de capacidade da tipologia 1: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 4 pisos	74
Figura 3.19 - Curva de capacidade da tipologia 3: Banda linear homogénea de dois edifícios de Betão armado (BA), até 1960, ambos de 7-15 pisos.....	75
Figura 3.20 - Curva de capacidade da tipologia 6: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 2 pisos	76
Figura 3.21 - Curva de capacidade da tipologia 9: Banda linear heterogénea de três edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que um dos edifícios é de 4 pisos e os outros dois são de 3 pisos.....	77
Figura 3.22 - Curva de capacidade da tipologia 15: Banda linear heterogénea de quatro edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que dois dos edifícios são de 4 pisos e os outros dois são de 5-7 pisos	78
Figura 3.23 - Curva de capacidade da tipologia 33: Banda linear heterogénea de 10 edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que seis dos edifícios são de 4 pisos, três de 5-7 pisos e um de 3 pisos.....	79
Figura 3.24 - Tabela dos valores medianos do deslocamento espectral para o qual o edifício representativo de dada tipologia tipo atinge o limiar do estado de dano d, para todas as tipologias construtivas	83
Figura 3.25 - Curvas de fragilidade da tipologia 1: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 4 pisos	84
Figura 3.26 - Curvas de fragilidade da tipologia 3: Banda linear homogénea de dois edifícios de Betão armado (BA), até 1960, ambos de 7-15 pisos.....	85
Figura 3.27 - Curvas de fragilidade da tipologia 6: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 2 pisos	86
Figura 3.28 - Curvas de fragilidade da tipologia 9: Banda linear heterogénea de três edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que um dos edifícios é de 4 pisos e os outros dois são de 3 pisos.....	86
Figura 3.29 - Curvas de fragilidade da tipologia 15: Banda linear heterogénea de quatro edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que dois dos edifícios são de 4 pisos e os outros dois são de 5-7 pisos	87

Figura 3.30 - Curvas de fragilidade da tipologia 33: Banda linear heterogénea de dez edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que seis dos edifícios são de 4 pisos, três de 5-7 pisos e um de 3	88
Figura 4.1 - Curva de capacidade sem reforço e reforçada da tipologia 1: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 4 pisos.	91
Figura 4.2 - Curva de capacidade sem reforço e reforçada da tipologia 3: Banda linear homogénea de dois edifícios de Betão armado (BA), até 1960, ambos de 7-15 pisos.	92
Figura 4.3 - Curva de capacidade sem reforço e reforçada da tipologia 6: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 2 pisos	93
Figura 4.4 - Curva de capacidade sem reforço e reforçada da tipologia 9: Banda linear heterogénea de três edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que um dos edifícios é de 4 pisos e os outros dois são de 3 pisos, ambos de 2 pisos.	95
Figura 4.5 - Curva de capacidade sem reforço e reforçada da tipologia 15: Banda linear heterogénea de quatro edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que dois dos edifícios são de 4 pisos e os outros dois são de 5-7 pisos.	96
Figura 4.6 - Curva de capacidade sem reforço e reforçada da tipologia 33: Banda linear heterogénea de 10 edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que seis dos edifícios são de 4 pisos, três de 5-7 pisos e um de 3 pisos	97
Figura 4.7 - Curvas de fragilidade sem reforço e reforçada da tipologia 1: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 4 pisos	100
Figura 4.8 - Curvas de fragilidade sem reforço e reforçada da tipologia 3: Banda linear homogénea de dois edifícios de Betão armado (BA), até 1960, ambos de 7-15 pisos	101
Figura 4.9 - Curvas de fragilidade sem reforço e reforçada da tipologia 6: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 2 pisos	102
Figura 4.10 - Curvas de fragilidade sem reforço e reforçada da tipologia 9: Banda linear heterogénea de três edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que um dos edifícios é de 4 pisos e os outros dois são de 3 pisos.....	103
Figura 4.11 - Curvas de fragilidade sem reforço e reforçada da tipologia 15: Banda linear heterogénea de quatro edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que dois dos edifícios são de 4 pisos e os outros dois são de 5-7 pisos	104
Figura 4.12 - Curvas de fragilidade sem reforço e reforçada da tipologia 33: Banda linear heterogénea de dez edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que seis dos edifícios são de 4 pisos, três de 5-7 pisos e um de 3 pisos	105
Figura 5.1 - Esquema representativo das aplicações do simulador adaptado de Sousa (2012)	108
Figura 5.2 - Fluxograma do simulador de cenários sísmicos (Costa <i>et al.</i> , 2004)	108
Figura 5.3 - Procedimentos e resultados do LNECLOSS.....	109
Figura 5.4 - Falhas geradoras de sismos que afetam o nosso território e localização aproximada dos cenários(LNEC, 2017).....	111

Figura 5.5 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “próximo”, $M=5,2$; A. Sem reforço, B. Com reforço.	113
Figura 5.6 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “próximo”, $M=5,5$; A. Sem reforço, B. Com reforço.	114
Figura 5.7 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “próximo”, $M=6$; A. Sem reforço, B. Com reforço.	115
Figura 5.8 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “próximo”, $M=6,5$; A. Sem reforço, B. Com reforço.	116
Figura 5.9 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “afastado”; $M=7,5$, A. Sem reforço, B. R1, C. R2, D. R3 e E. R4.	118
Figura 5.10 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “afastado”; $M=7,7$, A. Sem reforço, B. R1, C. R2, D. R3 e E. R4.	120
Figura 5.11 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “afastado”; $M=8$, A. Sem reforço, B. R3, C. R1, D. R2 e E. R4.	122
Figura 5.12 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “afastado”; $M=8,5$; A. Sem reforço, B. R4, C. R1, D. R2 e E. R3.	124
Figura 5.13 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “afastado”; A. $M=7,5$, B. $M=7,7$, C. $M=8$ e D. $M=8,5$	126
Figura B.1. 1 - Nº Edifícios por banda linear: a -célula 1, b -célula 2, c -célula 3, d -célula 4.....	146
Figura B.1. 2 - Nº Edifícios por banda linear: a -célula 5, b -célula 6, c -célula 7, d -célula 8.....	147
Figura B.2. 1 – Nº Pisos por banda linear: a -célula 1, b -célula 2, c -célula 3, d -célula 4.....	148
Figura B.2. 2 - Nº Pisos por banda linear: a -célula 5, b -célula 6, c -célula 7, d -célula 8.....	149
Figura B.3. 1 - Tabela dos valores de capacidades de cedência (SD_y , SA_y) e da capacidade última (SD_u , SA_u) reforçadas para todas as tipologias construtivas- bandas lineares do bairro de Alvalade.....	151
Figura B.4. 1 - Tabela dos valores medianos reforçados, do deslocamento espectral para o qual o edifício representativo de dada tipologia tipo atinge o limiar do estado de dano d, para todas as tipologias construtivas.....	153

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2-1 - Descrição dos estados de dano em edifícios de alvenaria não reforçada (<i>URM</i>) (original de Lamego (2014), traduzido de FEMA e NIBS (2003)).....	18
Tabela 2-2 - Descrição dos estados de dano em edifícios de placa (original de Lamego (2014), traduzido de FEMA e NIBS (2003)).....	18
Tabela 2-3 - Descrição dos estados de dano em edifícios porticados em betão (original de Lamego (2014), traduzido de FEMA e NIBS (2003))	19
Tabela 2-4 - Classificação de danos em edifícios de alvenaria (adaptado de Lamego (2014), traduzido de Grünthal (1998)).....	20
Tabela 2-5 - Classificação de danos em edifícios de BA (adaptado de Lamego (2014), traduzido de Grünthal (1998)).....	21
Tabela 2-6 - Tabela de Classes de vulnerabilidade de edifícios da EMS-98, A a F por ordem decrescente de vulnerabilidade (adaptado de Sousa (2006), traduzido de (Grünthal, 1998))	23
Tabela 2-7 - Níveis de avaliação da vulnerabilidade, de acordo com LESSLOSS (2007) (Lamego, 2014)	25
Tabela 2-8 - Classificação de métodos de avaliação da vulnerabilidade, de acordo com Corsanego e Petrini (1990) (Vicente, 2008; Lamego, 2014)	25
Tabela 3-1 - Caracterização do parque edificado em Alvalade (Lamego, 2014; Lamego <i>et al.</i> , 2016).....	58
Tabela 3-2 – Fatores de vulnerabilidade - Tipologias construtivas do parque habitacional de Alvalade (original de Carvalho <i>et al.</i> (2001), adaptado de Carvalho <i>et al.</i> (2002))	61
Tabela 3-3 - Caracterização das classes tipológicas do parque habitacional de Alvalade (original de Carvalho <i>et al.</i> (2001), adaptado de Carvalho <i>et al.</i> (2002)).....	62
Tabela 3-4 - Parâmetros utilizados no cálculo das curvas de capacidade para edifícios de Pedra + PRSB, representativos da época de 1946-1970 (Carvalho <i>et al.</i> , 2002).....	72
Tabela 3-5 - Parâmetros utilizados no cálculo das curvas de capacidade para edifícios de Betão armado (BA), até 1960 (Carvalho <i>et al.</i> , 2002)	72
Tabela 3-6 – Parâmetro da tipologia 1: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de quatro pisos	74
Tabela 3-7 - Parâmetros da tipologia 3: Banda linear homogénea de dois edifícios de Betão armado (BA), até 1960, ambos de 7-15 pisos.....	75
Tabela 3-8 - Parâmetros da tipologia 6: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 2 pisos.....	76
Tabela 3-9 - Parâmetros da tipologia 9: Banda linear heterogénea de três edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que um dos edifícios é de 4 pisos e os outros dois são de 3 pisos	77
Tabela 3-10 - Parâmetros da tipologia 15: Banda linear heterogénea de quatro edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que dois dos edifícios são de 4 pisos e os outros dois são de 5-7 pisos.....	78

Tabela 3-11 - Parâmetros da tipologia 33: Banda linear heterogénea de 10 edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que seis dos edifícios são de 4 pisos, três de 5-7 pisos e um de 3 pisos.....	79
Tabela 3-12 - Parâmetros utilizados no cálculo das curvas de fragilidade para edifícios de Pedra + PRSB, representativos da época de 1946-1970 (Carvalho <i>et al.</i> , 2002).....	82
Tabela 3-13 - Parâmetros utilizados no cálculo das curvas de fragilidade para edifícios de Betão armado (BA), até 1960 (Carvalho <i>et al.</i> , 2002).....	82
Tabela 3-14- Parâmetros utilizados no cálculo das curvas de fragilidade para edifícios de Pedra + PRSB, representativos da época de 1946-1970 1970 (Carvalho <i>et al.</i> , 2002).....	82
Tabela 3-15 - Parâmetros utilizados no cálculo das curvas de fragilidade para edifícios de Betão armado (BA), até 1960 (Carvalho <i>et al.</i> , 2002).....	83
Tabela 3-16 - Parâmetros da tipologia 1: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 4 pisos.....	84
Tabela 3-17 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 3: Banda linear homogénea de dois edifícios de Betão armado (BA), até 1960, ambos de 7-15 pisos.....	85
Tabela 3-18 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 6: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 2 pisos.....	85
Tabela 3-19 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 9: Banda linear heterogénea de três edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que um dos edifícios é de 4 pisos e os outros dois são de 3 pisos.....	86
Tabela 3-20 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 15: Banda linear heterogénea de quatro edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que dois dos edifícios são de 4 pisos e os outros dois são de 5-7 pisos.....	87
Tabela 3-21 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 33: Banda linear heterogénea de 10 edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que seis dos edifícios são de 4 pisos, três de 5-7 pisos e um de 3 pisos.....	88
Tabela 4-1 –Estratégias de mitigação adotadas com os parâmetros de melhoria.....	90
Tabela 4-2 - Parâmetros da tipologia 1: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 4 pisos.....	91
Tabela 4-3 - Parâmetros da tipologia 3: Banda linear homogénea de dois edifícios de Betão armado (BA), até 1960, ambos de 7-15 pisos.....	92
Tabela 4-4 - Parâmetros da tipologia 6: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 2 pisos.....	93
Tabela 4-5 - Parâmetros da tipologia 9: Banda linear heterogénea de três edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que um dos edifícios é de 4 pisos e os outros dois são de 3 pisos.....	95

Tabela 4-6 - Parâmetros da tipologia 15: Banda linear heterogénea de quatro edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que dois dos edifícios são de 4 pisos e os outros dois são de 5-7 pisos.....	96
Tabela 4-7 - Parâmetros da tipologia 33: Banda linear heterogénea de 10 edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que seis dos edifícios são de 4 pisos, três de 5-7 pisos e um de 3 pisos.....	97
Tabela 4-8 - Estratégias de mitigação adotadas com os parâmetros de melhoria	99
Tabela 4-9 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 1: Banda linear de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 4 pisos.....	100
Tabela 4-10 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 3: Banda linear homogénea de dois edifícios de Betão armado (BA), até 1960, ambos de 7-15 pisos.....	101
Tabela 4-11 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 6: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 2 pisos	102
Tabela 4-12 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 9: Banda linear heterogénea de três edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que um dos edifícios é de 4 pisos e os outros dois são de 3 pisos.....	103
Tabela 4-13 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 15: Banda linear heterogénea de quatro edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que dois dos edifícios são de 4 pisos e os outros dois são de 5-7 pisos	104
Tabela 4-14 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 33: Banda linear heterogénea de 10 edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que seis dos edifícios são de 4 pisos, três de 5-7 pisos e um de 3 pisos.....	105
Tabela 5-1 - Ação Sísmica para um cenário de sismo “próximo”, $M=5,2$	113
Tabela 5-2 - Ação Sísmica para um cenário de sismo “próximo”, $M=5,5$	114
Tabela 5-3 - Ação Sísmica para um cenário de sismo “próximo”, $M=6$	115
Tabela 5-4 - Ação Sísmica para um cenário de sismo “próximo”, $M=6,5$	116
Tabela 5-5 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “próximo” de magnitudes 5,2; 5,5; 6 e 6,5.	117
Tabela 5-6 - Ação Sísmica para um cenário de sismo “afastado”, $M=7,5$	118
Tabela 5-7 - Ação Sísmica para um cenário de sismo “afastado”, $M=7,7$	120
Tabela 5-8 - Ação Sísmica para um cenário de sismo “afastado”, $M=8$	122
Tabela 5-9 - Ação Sísmica para um cenário de sismo “afastado”, $M=8,5$	124
Tabela 5-10 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “afastado de magnitudes 7,5; 7,7; 8 e 8,5.	126
Tabela B.3. 1 - Parâmetros utilizados no cálculo das curvas de capacidade reforçada	150
Tabela B.4. 1 - Parâmetros utilizados no cálculo das curvas de fragilidade reforçada.....	152

ABREVIATURAS E SIGLAS

ADRS – *Acceleration - Displacement Response Spectrum* - Espectro de Resposta de Aceleração - Deslocamento

BA – Estrutura de Betão Armado

DR - Razão de danos

D_{topo} - Deslocamento no topo

D_{topou} - Deslocamento no topo para a capacidade última

D_{topoy} - Deslocamento no topo para a capacidade de cedência

EC8 – Eurocódigo 8

EMS-98 – Escala Macrossísmica Europeia

ESC - *European Seismological Commission*- Comissão Sismológica Europeia

FEMA – *Federal Emergency Management Agency*

GEM - *Global Earthquake Model*

HAZUS – *Hazard + US*

IMM – *Modified Mercalli Intensity Scale* – Escala de intensidade de Mercalli Modificada

INE – Instituto Nacional de Estatística

I - ligeiro

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

m - moderado

MI - Medida de intensidade

MPD – Matriz de probabilidade de dano

MSK-64 - *Medvedev-Sponheuer-Karnik -64*

NESDE - Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas

P - Piso

PGA – *Peak ground acceleration* – valor de pico da aceleração do solo

PGD – *Peak ground displacement* – valor de pico do deslocamento do solo

PGV – *Peak ground velocity* – valor de pico da velocidade do solo

PU – Plano de Urbanização

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

REBA – Regulamento de Estruturas e Betão Armado

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado

RGEU – Regulamento Geral das Edificações Urbanas

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

RSCCS – Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos

s - severo

SA - *Spectral acceleration* - Aceleração espectral

SA_{max} - Aceleração espectral máxima

SA_u - Aceleração espectral para a capacidade última

SA_y - Aceleração espectral para a capacidade de cedência

SD - *Spectral displacement* - Deslocamento espectral

SD_{max} - Deslocamento espectral máximo

SD_u - Deslocamento espectral para a capacidade última

SD_y - Deslocamento espectral para a capacidade de cedência

SPES – Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica

t – total

T – tipologia

URM - Edifícios de alvenaria não reforçada

V_{base} - Força de corte na base

V_{baseu} - Força de corte na base para a capacidade última

V_{basey} - Força de corte na base para a capacidade de cedência

SÍMBOLOS

C – Custo específico

C_s - Coeficiente sísmico

C_{s,i} - Coeficiente sísmico para edifício i

d - Nível de dano

D - Dano ou perda

dr - Nível de dano relativo

E – Exposição

E - Valores esperados

F_D – Curva de fragilidade sísmica

g - Aceleração da gravidade

H – Perigosidade sísmica

h - Altura média dos edifícios de uma dada tipologia

h_i - altura média do edifício i da tipologia

I – Intensidade sísmica

N_D – número total de níveis de dano

P_D - probabilidade condicional de atingir um dado nível de dano

P_{DR} - Probabilidade condicional de atingir a razão de dano

R – Risco sísmico

T_e - Período do modo de vibração fundamental dos edifícios de dada tipologia

T_{e,i} - Período do modo de vibração fundamental dos edifícios de dada tipologia para edifício i

V - Vulnerabilidade sísmica

W – Peso do edifício, representativo da tipologia

α₁ - Fração do peso dos edifícios de dada tipologia que participa no seu modo de vibração fundamental

α_{1,i} - Fração do peso dos edifícios de dada tipologia que participa no seu modo de vibração fundamental para edifício i

α₂ - Fração da altura dos edifícios de dada tipologia que participa no seu modo de vibração fundamental

α_{2,i} - Fração da altura dos edifícios de dada tipologia que participa no seu modo de vibração fundamental para edifício i

γ - Fator de sobre resistência que relaciona a capacidade de cedência real com a capacidade de cálculo

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

γ_i - Fator de sobre resistência que relaciona a capacidade de cedência real com a capacidade de cálculo para edifício i

μ - Fator de ductilidade que relaciona o deslocamento último com λ vezes o deslocamento correspondente à cedência

μ_i - Fator de ductilidade que relaciona o deslocamento último com λ vezes o deslocamento correspondente à cedência para edifício i

λ - Fator de sobre resistência que relaciona a capacidade última com a capacidade de cedência;

λ_i - Fator de sobre resistência que relaciona a capacidade última com a capacidade de cedência para edifício i

δ_d - representa o coeficiente de deslocamento relativo entre pisos (*drift ratios*) correspondente ao estado de dano d

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

Os sismos são acontecimentos naturais inevitáveis que podem ter consequências desastrosas sobre as populações e sobre o património construído. Este fenómeno é considerado um dos desastres naturais mais destrutivo, podendo causar enormes perdas de vidas humanas e económicas.

Na história da Europa destacam-se, em termos de fatalidades, alguns eventos sísmicos: 1 de Novembro de 1755 em Lisboa, 28 de Dezembro de 1908 em Messina, Itália, e 17 de Agosto de 1999, em Izmit, Turquia.

A avaliação do risco sísmico é o primeiro passo na estratégia de prevenção e redução do risco. O estudo do risco sísmico pode ser dividido em três componentes: Perigosidade, Vulnerabilidade e Exposição. Perigosidade sísmica é o perigo potencial de ocorrência de sismos na região enquanto a Vulnerabilidade representa o grau de perda de um elemento resultante de um perigo. Exposição é a quantidade de elementos (população, as atividades económicas, as construções e estruturas) expostos a um perigo.

Através da conjugação destas três grandezas, é possível estimar o risco sísmico de um edifício, de uma cidade ou de um país. A vulnerabilidade estrutural assume especial importância, não só por refletir diretamente a suscetibilidade de um dado edifício sofrer dano quando sujeito à ação sísmica, mas porque intervindo com adequadas soluções de reforço sísmico, pode ser possível reduzir significativamente a vulnerabilidade e, conseqüentemente, o risco sísmico (Vicente, 2008; Lourenço, 2012). É bem entendido que não é o sismo que mata, mas o colapso dos edifícios expostos aos mesmos. Desde modo, é necessário identificar o dano de uma estrutura devido a diferentes intensidades de movimento do solo. Os resultados dessa identificação permitem tomar medidas para reduzir o impacto do fenómeno sísmico. Assim, o conhecimento e a compreensão do comportamento das construções quando sujeitas à ação sísmica é uma área crescente de pesquisa e fundamental para o desenvolvimento de técnicas de reforço que permitam evitar o colapso das mesmas aquando da ocorrência de um sismo, o que mitiga o risco e contribui para o planeamento de resposta de emergência (Yasmin *et al.*, 2015; Kishore e Thampan, 2017).

Em Portugal, a existência de construções não dimensionadas para resistir a sismos e a degradação do parque construído, caso dos edifícios dimensionados e construídos até finais dos anos de 1970, anteriores à regulamentação de 1983 (RSA, 1983), e, conseqüentemente, com características sismo-resistentes inferiores às exigidas atualmente, constitui um elevado risco potencial (económico e social), uma vez que aumentam decisivamente a vulnerabilidade e o risco sísmico nessas áreas, e estudos já realizados indicam que parte da população portuguesa vive em situações de risco sísmico considerável

(Sousa, 2006). Por exemplo, os edifícios de alvenaria construídos antes da década de 1960, foram, em geral, concebidos para resistir apenas às cargas/ações verticais. Os materiais utilizados na sua construção bem como os sistemas estruturais/construtivos utilizados, acompanhado por um conhecimento e desenvolvimento tecnológico limitado no setor de construção, foram as principais razões pela qual o projeto dos edifícios foi realizado sem considerar a ação sísmica. Atualmente, realizam-se estudos cada vez mais pormenorizados e adaptados à realidade. Os programas de cálculo existentes, embora possam sofrer melhorias, permitem obter uma perspetiva mais rigorosa do comportamento das estruturas face a ações complexas como é o caso da ação sísmica. Com efeito, a maioria dos estudos desenvolvidos sobre a avaliação da vulnerabilidade sísmica do edificado mais antigo, (Simões et al., 2015; Ferrito, Milosevic e Bento, 2016; Lamego et al., 2016), apontam para a sua alta vulnerabilidade sísmica. Isso é particularmente crítico em áreas propensas a ocorrência de eventos sísmicos que podem causar danos significativos em edifícios vulneráveis e perdas extensivas associadas. Prevêem-se graves danos nestes edifícios em caso de sismos importantes, com as consequências associadas em termos de perdas humanas e económicas (Lamego, 2014; Lamego et al., 2016; Marques et al., 2017), evidenciando uma necessidade de reabilitação. Alguns exemplos de como esses fatores podem ter contribuído para o dano catastrófico ocorrido nos últimos 20 anos no mundo são os sismos ocorridos em Northridge (EUA 1994), Kobe (Japão 1995), Kocaeli (Turquia 1999), Nantou (Taiwan) 1999), Kachch-Bhuj (Índia 2001), Niigata (Japão, 2007), Wenchuan (China 2008), Região do Haiti (Haiti 2010) e Maule Offshore (Chile 2010), Itália (Agosto e Outubro de 2016) e México (Setembro de 2017) (Pujades *et al.*, 2010).

Note-se também, que o parque habitacional tem vindo a sofrer alterações significativas ao longo dos anos, tanto no que diz respeito ao tipo de construção, como nas técnicas de construção utilizadas (Carvalho et al., 2001; Lourenço, 2012; Lamego, 2014). Esta evolução tem naturalmente um impacto direto na vulnerabilidade do edificado e consequentemente, no risco sísmico.

A reabilitação sísmica é fundamental para aumentar a robustez dos centros urbanos à ação dos sismos, contribuindo para o aumento da resiliência das populações e das cidades face a cenários de catástrofe. No entanto, verifica-se que existe ainda uma falta de sensibilização da população para o problema do risco sísmico, o que desacelera e prejudica o processo de reabilitação sísmica em Portugal. Além disso, os intervenientes nessa reabilitação são frequentemente confrontados com a dificuldade em escolher as melhores soluções construtivas a adotar e os critérios que devem suportar essa escolha. Por exemplo, o reforço de edifícios de alvenaria é uma questão complexa, dos aspetos técnicos às políticas de intervenção. Existem vários estudos sobre a vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria existentes, no entanto a literatura sobre a avaliação da eficiência de soluções de reforço é muito escassa (Vicente *et al.*, 2011; Diz, Costa e Costa, 2015). Assim, torna-se pertinente e urgente a realização de trabalhos que contribuam para o apoio à decisão em estratégias de intervenção sobre o parque construído, permitindo estudar o seu efeito por áreas geográficas, tipo de construção, etc., e assim identificar as estratégias mais eficazes.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Trata-se de um tema de grande interesse para as autoridades públicas e para a comunidade científica, que está alinhado com as atuais necessidades de pesquisa em reabilitação urbana para a concretização e adoção de medidas fundamentadas de mitigação de risco de desastres, incluindo o fortalecimento estrutural. Não esquecendo que a avaliação do risco sísmico associado ao edificado existente é fundamental nos processos de reabilitação urbana (Lamego, 2014; Marques et al., 2017).

Apesar dos vários trabalhos que se têm desenvolvido nesta área ao longo dos anos, a evolução do parque habitacional e o aprofundamento do conhecimento relativamente à sismicidade, obrigam ao constante estudo do risco sísmico em Portugal (Lourenço, 2012). Desta forma, é absolutamente necessário que trabalhos neste âmbito continuem a ser desenvolvidos.

A importância, a dimensão e o impacto da ação sísmica na sociedade, e em particular no edificado construído, conduziram à escolha deste tema para a elaboração do Trabalho Final de Mestrado.

O tema escolhido para esta dissertação encontra-se alinhado com os desafios sociais do Horizonte 2020 (Horizonte 2020, 2014) que incluem, por um lado a preservação do património construído e ainda o aumento da resiliência das sociedades europeias às crises e desastres.

Lisboa, cidade sujeita a ação de sismos de forte magnitude no passado, nomeadamente em 1382, 1531, 1755 e 1969 (entre outros) é atualmente uma cidade densamente povoada na qual grande parte do parque edificado foi construído antes da regulamentação sísmica de 1983, (RSA, 1983). Estes dois fatores contribuem para tornar Lisboa uma cidade onde o risco sísmico tem que ser levado em conta nas intervenções de reabilitação do parque edificado. A escolha do bairro de Alvalade prende-se com as características do parque edificado, construídos maioritariamente entre a década de 1940 e o final da década de 1970, sem ou com características sísmo-resistentes.

Saliente-se que, embora sejam conhecidas as técnicas de reforço mais adequadas a diferentes tipologias construtivas, estas são, geralmente, tratadas considerando o edifício individualmente e não à escala do quarteirão. Importa, assim, identificar e estudar as soluções de reforço considerando o edifício e os edifícios adjacentes.

Assim, o trabalho que aqui se apresenta pretende contribuir para a mitigação do risco sísmico em Alvalade apresentando propostas de reabilitação e reforço sísmico, adequadas ao edificado do bairro, considerando os edifícios em bandas lineares, e definir aquelas que melhor contribuem para a mitigação do risco sísmico do local.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Sendo Alvalade composto maioritariamente por edifícios em banda, para este trabalho, achou-se mais importante o estudo do comportamento das bandas do que os edifícios isolados. É de referir, no entanto, que a análise dos edifícios isolados é importante no estudo do risco sísmico pois, dada a ocorrência de um evento sísmico o seu comportamento irá influenciar o comportamento global do quarteirão.



Figura 1.1 - Bandas lineares - bairro de Alvalade: à esquerda fotografia de Franco (2018) e à direita Scarpa (2018)

As estratégias de reforço escolhidas tiveram em conta a inserção dos edifícios no quarteirão. Finalmente, pretendeu-se contribuir para uma tomada de decisão informada. Este trabalho em particular conta com a utilização do *software* “LNECLOSS” para o cálculo do risco sísmico. No entanto, importa referir que corresponde ao primeiro estudo de estratégias de reabilitação e reforço sísmico para os edifícios em bandas lineares, à escala do quarteirão no bairro de Alvalade, uma vez que não há literatura sobre as badas lineares.

1.2. Objetivos do Trabalho

Este trabalho tem como objetivo principal, a análise do risco sísmico dos edifícios em bandas lineares do bairro de Alvalade por forma à escolher as estratégias que melhor contribuem para o risco sísmico do local. Para atingir esse fim, há a necessidade de responder a um conjunto de objetivos mais específicos e são eles:

- 1) Classificação tipológica do parque habitacional de Alvalade tendo em conta a identificação das seguintes variáveis:
 - Número de bandas lineares por quarteirão segundo os fatores de vulnerabilidade: *época de construção* e por *elementos resistentes* utilizados na construção;
 - *Número de edifícios por banda linear* segundo os fatores de vulnerabilidade: *número de pisos*, por *época de construção* e por *elementos resistentes* utilizados na construção;
- 2) Caracterização da vulnerabilidade sísmica das tipologias encontradas;
- 3) Analisar o risco sísmico e avaliar quantitativamente a mitigação de risco associada a estratégias de reforço consideradas adequadas, tendo em conta o comportamento estrutural e o desempenho sísmico dos edifícios e do quarteirão, face à ação sísmica;
- 4) Identificar as melhores estratégias de reforço para a freguesia de Alvalade.

1.3. Estrutura do trabalho

A estrutura adotada para a elaboração do presente estudo assenta no desenvolvimento de seis capítulos, incluindo o capítulo de introdução e um capítulo final de conclusões, e ainda um anexo.

O primeiro e presente capítulo apresenta uma síntese do trabalho e dos seus objetivos. Nele se faz também o enquadramento do trabalho no âmbito da Engenharia Sísmica.

No capítulo 2 faz-se um enquadramento sismo-tectónico do território nacional, caracteriza-se sumariamente o risco sísmico e descrevem-se as estratégias de reforço sísmico de edifícios.

O capítulo 3 descreve o parque edificado em Portugal, em especial no Bairro de Alvalade. De seguida é feita a caracterização estatística e a distribuição geográfica da classificação tipológica do parque habitacional do Bairro de Alvalade, com base em três fatores de vulnerabilidade (*época de construção*, *tipo de estrutura da construção do edifício (elementos resistentes)* e o *número de pisos*) do parque habitacional à ação sísmica associados às variáveis pertinentes para este fim. Estas características prendem-se essencialmente com a identificação das seguintes variáveis: (i) Número de bandas lineares por quarteirão segundo *época de construção* e por *elementos resistentes* utilizados na construção; e (ii) *Número de edifícios por banda linear* segundo *número de pisos*, por *época de construção* e por *elementos resistentes* utilizados na construção, das quais resultaram 35 tipologias. De seguida, faz-se a caracterização do parque habitacional da região, à data, em termos da sua vulnerabilidade à ação sísmica, utilizando para o efeito o método baseado no espectro de capacidade. Neste método os edifícios são descritos pelos seus espectros

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

de capacidade bilinear, a designada curva de capacidade, definidos pelo ponto de cedência (SD_y , SA_y) e pela sua capacidade final ou última (SD_u , SA_u), e também pelas curvas de fragilidade, uma por cada estado de dano. Antes de qualquer intervenção, foi necessário analisar o desempenho sísmico de cada banda linear e os respetivos edifícios que a compõe, e só depois foi possível estudar as estratégias de reforço viáveis e, por fim, verificar a melhoria introduzida por cada uma das estratégias adotadas no desempenho sísmico dos edifícios nos capítulos seguintes.

Os capítulos 4 e 5 são o culminar desta dissertação. No capítulo 4 descrevem-se as estratégias de avaliação do risco sísmico para o Bairro de Alvalade, e no capítulo 5, apresentam-se a avaliação do risco sísmico em Alvalade. A intersecção da curva de capacidade do edifício com o espectro de resposta que caracteriza a ação sísmica no local permitiu obter o ponto de desempenho, que define o deslocamento espectral produzido no edifício para o cenário sísmico considerado. Entre os diferentes métodos de obtenção deste ponto, é usado o procedimento baseado em deslocamentos impostos, e o dano esperado é então obtido a partir de curvas de fragilidade. Considerando o comportamento inelástico das estruturas, o espectro de resposta elástica é reduzido para obter o padrão de resposta inelástica, denominado espectro de solitação. O sismo é definido pelo espectro de resposta amortecida de 5% no formato deslocamento-aceleração (ADRS) e os cenários de sismo foram escolhidos de acordo com o risco sísmico do local.

Por fim, no Capítulo 6 apresentam-se os comentários finais obtidos sobre o estudo efetuado assim como são definidas futuras linhas de desenvolvimento do tema.

Em anexo apresenta-se informação complementar. Sendo apresentada no anexo A a Regulamentação Sísmica e no anexo B uma ficha resumo dos coeficientes utilizados para a obtenção das curvas de capacidade e de fragilidade, assim como os respetivos parâmetros obtidos para todas as tipologias construtivas aqui estudadas.

2. SÍNTESE DE CONHECIMENTOS

2.1. Considerações iniciais

O *sismo* é um fenómeno físico resultante da libertação de energia elástica de deformação durante um curto intervalo de tempo. Este fenómeno ocorre quando as tensões acumuladas se tornam suficientemente grandes para superar a resistência entre elas, numa dada região da fronteira entre placas tectónicas. A principal atividade sísmica do planeta ocorre na sua maioria ao longo das fronteiras entre placas tectónicas embora, localmente, não seja inteiramente possível identificar com segurança as principais estruturas sísmicamente ativas dada a incerteza na pormenorização do alinhamento e morfologia das placas tectónicas (Fonseca, 2008; Oliveira, 2008a).

A energia libertada quando ocorre um sismo propaga-se sob a forma de ondas sísmicas. Este movimento ondulatório inclui diferentes tipos de ondas que se propagam a grandes distâncias, dando assim origem às vibrações do solo sentidas durante a ocorrência de um sismo. São as vibrações do solo que materializam o efeito do sismo na superfície terrestre e representam a causa de mais de 80% dos prejuízos e vítimas à escala mundial (Oliveira, 2008a). Estas vibrações são responsáveis pelos esforços induzidos e pelos deslocamentos observados nas estruturas, variando consoante o tipo de solo e a topografia envolvente do local (Oliveira, 2008a).

A atividade sísmica em Portugal tem sido marcada por episódios de maior ou menor relevância que importa descrever, analisar e interpretar, de forma a dotarmos as nossas construções de princípios construtivos que possam fazer face a este tipo de fenómeno (Pereira, 2013). É através do estudo da história da atividade sísmica e da informação geológica disponível que se consegue caracterizar a sismicidade de um determinado local (Azevedo, 2008).

2.2. Risco sísmico

Tal como referido inicialmente, o risco sísmico, R , de uma região pode ser avaliado em função de três fatores: (i) perigosidade sísmica, H , o perigo potencial de ocorrência de sismos na região, (ii) a exposição, E , ou o valor dos elementos em risco e a sua distribuição geográfica, e (iii) a vulnerabilidade sísmica, V , dos elementos expostos e a extensão e grau da sua danificação, face à ação dos sismos. Matematicamente são representadas pelas equações (2.1) e (2.2).

$$R = H \otimes E \otimes V \quad (2.1)$$

ou

$$R = f(H, V, E) \quad (2.2)$$

Em que \otimes representa a operação de convolução e:

R- risco sísmico

H- perigosidade sísmica

E- exposição

V- vulnerabilidade sísmica

Considerando os elementos em risco como a população, os bens construídos, e a atividade económica, entre outros, estes são caracterizados por uma determinada vulnerabilidade à ação dos sismos. A definição do elemento em risco condicionará a forma como são quantificadas as perdas ou o risco sísmico, que podem ser calculadas em termos de custos diretos dos danos, do número de mortos, feridos ou desalojados ou dos custos resultantes da interrupção de dada atividade económica, etc. (Sousa, 2006).

Calvi et al. (2009) discriminam o valor dos elementos em risco numa parcela distinta, C , que representa o custo específico ou o custo da reposição do edifício ou da estrutura, desassociando o valor dos elementos expostos do termo exposição e transformando as equações (2.1) e (2.2) na equação (2.3) (Lamego, 2014).

$$R = H \otimes E \otimes V \otimes C \quad (2.3)$$

Em que \otimes representa a operação de convolução e:

R- risco sísmico

H- perigosidade sísmica

E- exposição

V- vulnerabilidade sísmica

C- custo específico ou o custo da reposição do edifício ou da estrutura

Analisando as equações (2.1), (2.2) e (2.3), observa-se que a variação de qualquer uma das variáveis: perigosidade, vulnerabilidade ou exposição, ou ainda custo específico condiciona a severidade do risco sísmico. O aumento de qualquer uma das variáveis aumenta o risco sísmico e, contrariamente, a redução pode ser conseguida através da redução de qualquer uma das variáveis referidas.

A avaliação do risco sísmico para uma dada região é fundamental para que sejam tomadas as devidas medidas de mitigação do mesmo. A redução do risco sísmico pode ser alcançada através da atenuação de algumas das suas componentes do seguinte modo:

- Ao nível da perigosidade, estando a mesma diretamente relacionada com o fenómeno natural subjacente, ou seja, o sismo, muito dificilmente será possível qualquer intervenção humana, exceção feita para alguns fenómenos colaterais induzidos pela sua ação, tais como deslizamentos de terras (Lamego, 2014). Por este motivo, não é viável efetuar o melhoramento das condições do solo em locais onde já existam construções, mas sim atuar ao nível do planeamento evitando construir novos edifícios em locais em que sejam suscetíveis a liquefação, deslizamento e assentamentos bem como zonas onde exista uma grande probabilidade de ocorrerem sismos, como por exemplo junto a locais onde existam falhas ativas (Pombo, 2014).

- Ao nível da vulnerabilidade, através do melhoramento da capacidade de resposta dos edifícios aplicando soluções de reforço sísmico, ou através da imposição de regras de construção mais rigorosas, por exemplo para as construções antigas, em que não é possível impor “regras de construção”, porque já estão construídas, apenas sendo possível impor “regras para a reabilitação e reforço”, poderá e deverá ser efetuada uma avaliação do dano esperado para uma determinada intensidade sísmica e determinar quais os edifícios mais vulneráveis a fim de os reforçar. Para construções novas, deverão ser projetadas e executadas respeitando os regulamentos sísmicos atuais (Lourenço, 2012; Pombo, 2014).

- Ao nível da exposição, evitando a construção em zonas consideradas sísmicas e/ou pela redução do seu valor. No caso específico do edificado existente, não se podendo reduzir o valor da exposição, apenas é possível reduzir a sua vulnerabilidade sísmica, através por exemplo do aumento da sua resistência ao sismo e, conseqüentemente, reduzindo o risco (Lamego, 2014), tal como referido no ponto anterior. A redução do valor da exposição pode ainda ser obtida através da promoção de campanhas que visam sensibilizar e instruir os cidadãos sobre quais os procedimentos e comportamentos a ter antes, durante e após um sismo de elevada intensidade (Lourenço, 2012; Pombo, 2014).

A análise do risco sísmico envolve primeiramente a análise da perigosidade sísmica, isto é, a identificação das fontes sísmicas de cada região, a distribuição de frequência-magnitude, previsões de movimento no solo, integração de contribuições de múltiplas fontes e análise das condições no local (Lumantama *et al.*, 2014).

É assim compreensível que uma dada região, mesmo que esteja sujeita a sismos intensos, possa ter um risco sísmico reduzido, se for escassamente ocupada, uma vez que nesse caso os elementos expostos serão poucos e os impactos reduzidos. Pelo contrário, uma outra região sujeita a sismos da mesma severidade possuirá um risco sísmico tanto mais elevado quanto mais vulneráveis forem os

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

elementos expostos e quanto maior for o potencial de impacto na sociedade aos vários níveis (Ravara *et al.*, 2001; Sousa, 2006; LNEC, 2017).

Na Europa foram realizados vários projetos de investigação sobre a avaliação dos diferentes fatores que influenciam o risco sísmico. SHARE (2013) foi um projeto colaborativo estabelecido para fornecer uma avaliação da perigosidade sísmica em toda a Europa. Como resultado deste projeto, a Figura 2.1 mostra o mapa da perigosidade sísmica na Europa, onde se pode observar que os principais centros urbanos estão, em geral, localizados em zonas com grande perigosidade sísmica. O tema do risco sísmico urbano foi particularmente estudado nos projetos Risk-EU (Mouroux e Le Brun, 2006), LESSLOSS (Calvi e Pinho, 2004) e SYNER-G (Pitilakis, Crowley e Kaynia, 2014), que foram lançados para desenvolver metodologias para a simulação de cenários de risco sísmico, com a finalidade de identificar os pontos fracos dos sistemas urbanos, com aplicação em várias cidades urbanas da Europa (Lamego *et al.*, 2016).

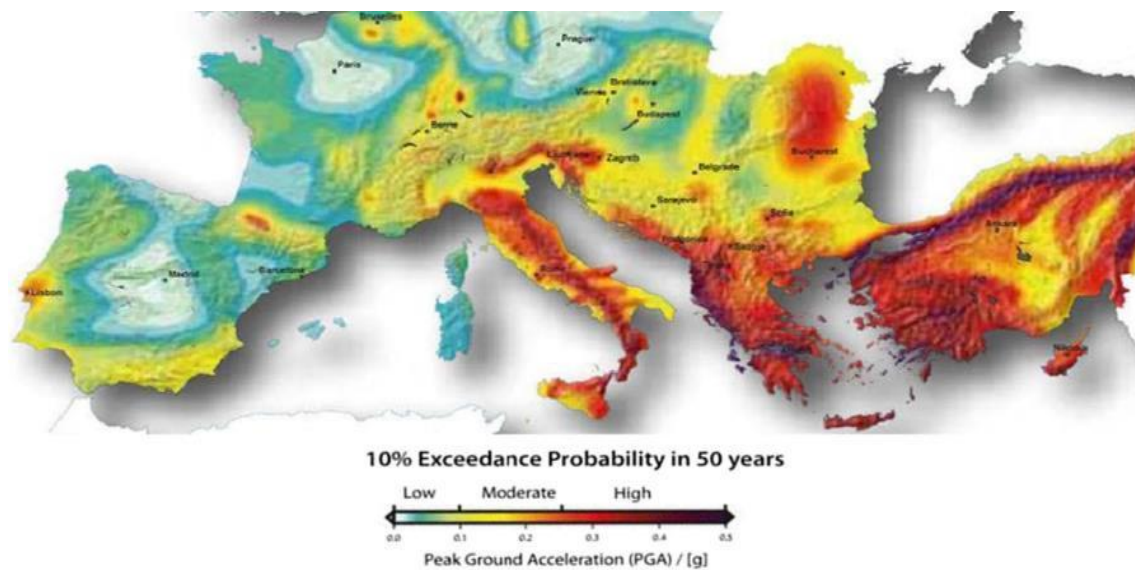


Figura 2.1 - Mapa de perigosidade sísmica da Europa para uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos para Aceleração de Pico (adaptado de Lamego *et al* (2016) original de SHARE(2013))

2.2.1. Perigosidade sísmica

Perigosidade, perigo ou ameaça sísmica é entendida como a probabilidade de excedência de um determinado nível de severidade da ação sísmica, num local e período de tempo de exposição especificados (Sousa, 2006; Lamego, 2014). Por outras palavras é o perigo potencial de ocorrência de sismos na região, ou o fator de risco externo aos elementos expostos.

A perigosidade sísmica é traduzida por grandezas que caracterizam o movimento do solo como, por exemplo, o deslocamento, a velocidade e a aceleração, ou pela intensidade macrossísmica (escala de efeitos) que caracteriza o impacto. A sua análise pode ser realizada com recurso a modelos determinísticos ou probabilísticos. A perigosidade sísmica é estimada com base nos sismos históricos e na sismo-tectónica.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Os métodos probabilísticos de avaliação da perigosidade sísmica tiveram o seu início em 1968 com o modelo de Cornell e podem ser vistos com mais detalhe em Estêvão (1998).

2.2.1.1. Contexto sísmo-tectónico de Portugal

A atividade sísmica no território português inclui sismos interplacas e intraplaca. O sismo interplacas caracteriza-se por eventos de elevada magnitude e está diretamente relacionado com a dinâmica da tectónica em torno da fronteira das placas Euro - Asiática e Africana (Núbia) designada por fratura Açores-Gibraltar (Oliveira, 2008a) (Figura 2.2). Por outro lado, o sismo intraplaca (falhas no interior do continente) caracteriza-se por uma sismicidade mais disseminada, em que a relação direta entre as falhas existentes e os epicentros dos sismos é mais difícil e envolve, geralmente, menor libertação de energia. Todavia poderá ser de grande relevância caso ocorra em zonas densamente povoadas (Fonseca, 2008; Lopes e et al., 2008; Ferreira, 2012; Pereira, 2013; Ferrito, 2014; SPES, 2014).

O movimento relativo entre as placas Euro-Asiática e Africana é o principal responsável por uma atividade sísmica significativa no território de Portugal continental, particularmente na região sul, com a ocorrência de alguns sismos catastróficos originados em estruturas tectónicas continentais e submarinas (Senos e Carrilho, 2003; Pereira, 2013). Os catálogos sísmicos referem a ocorrência de sismos de grande magnitude no passado em Portugal, nomeadamente o sismo de Lisboa de 1 de Novembro 1755 que causou a destruição de Lisboa (Baixa Ribeirinha), de muitas cidades no sul de Portugal e do norte de Marrocos, e sérios danos em várias cidades do sul da Espanha (Mezcua, 1982; Pereira, 2013).

Na Figura 2.2 está representado um modelo geodinâmico interpretativo para a colisão das Placas Euro-Asiática e Africana.



Figura 2.2 - Modelo geodinâmico interpretativo para a colisão das Placas Euro-Asiática e Africana (adaptado de Lopes e *et al.*(2008))

No interior do continente também há relatos de importantes sismos históricos, como um que ocorreu em 1531, que afetou a cidade de Lisboa, e o último em 1909, em Benavente, com o epicentro a cerca de 40 km de Lisboa (Pereira, 2013).

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

De acordo com Lamego *et al.* (2016), vários estudos foram realizados sobre os fenómenos sísmicos em Lisboa, desde a fonte do sismo até a estudos da vulnerabilidade do edificado (Oliveira, 2008b), mas apenas alguns estudos foram desenvolvidos sobre a vulnerabilidade sísmica estrutural e a análise de risco dos antigos edifícios nesta cidade (por exemplo (Costa *et al.*, 2010; Simões *et al.*, 2015)).

É de referir que, embora Portugal seja um país classificado com atividade sísmica baixa a moderada, algumas regiões de maior sismicidade como Lisboa, Algarve e Açores apresentam risco sísmico moderado a elevado.

A Figura 2.3 mostra os mapas representativos da distribuição geográfica da perigosidade sísmica em função da intensidade sísmica no território de Portugal Continental. Pela análise desses mapas, constata-se que a intensidade sísmica decresce de sudoeste para nordeste deste território (Sousa, 2006; Pereira, 2013).

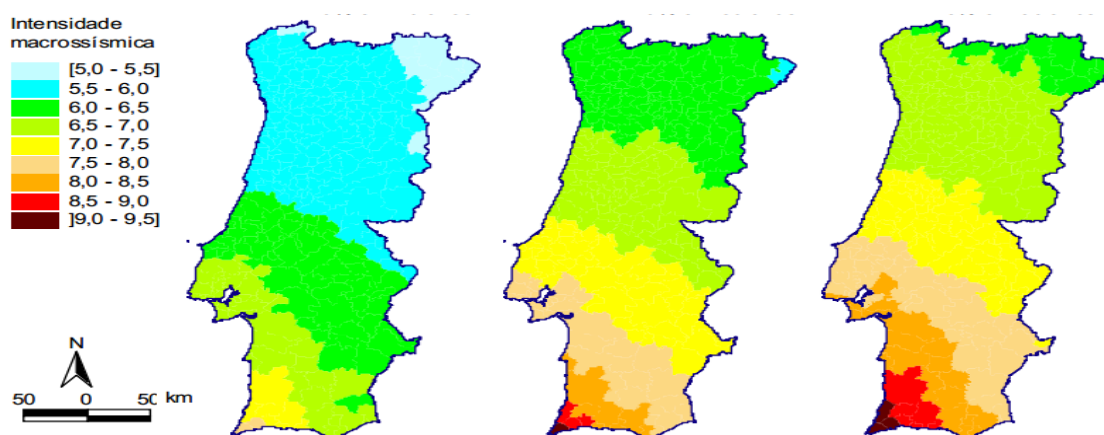


Figura 2.3 -Mapa de perigosidade sísmica em Portugal Continental calculados para três períodos de retorno: 95; 475; e 975 anos (Sousa, 2006).

Os mapas apresentados por Sousa (2006) mostram a intensidade sísmica esperada para três períodos de retorno: 95; 475; e 975 anos, correspondendo respetivamente a uma probabilidade de excedência (PE) de 10% num intervalo de tempo de exposição de 10 anos, 10% em 50 anos e 5% em 50 anos.

Nos Açores a sismicidade está ainda associada à atividade vulcânica e ao movimento da Microplaca dos Açores, onde se localizam todas as ilhas, à exceção das ilhas de Flores e Corvo que se encontram na Placa Americana (Ferreira, 2012).

Relativamente ao arquipélago da Madeira, que se encontra localizado na placa Africana, apresenta reduzida sismicidade, registando-se nos últimos 500 anos apenas dois eventos relevantes em 1748 e 1755.

Ainda que a perigosidade sísmica do território Nacional seja moderada, se se tiver em conta todos os aspetos que condicionam o risco, parece claro que parte da população Portuguesa vive em situações de risco sísmico não desprezável. De facto, o risco poderá ser considerável em algumas regiões, contribuindo para tal diversos fatores como a existência no parque construído de muitos edifícios com insuficiente resistência sísmica de raiz a que se somam estados avançados de degradação, o aumento da

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

densidade populacional, a concentração das populações em centros urbanos potencialmente ameaçados por eventos sísmicos severos, e a expansão de infraestruturas, equipamentos, sistemas tecnológicos e atividades económicas de complexidade crescente (LNEC, 2017).

As zonas litorais de Portugal são mais vulneráveis à ação sísmica devido à concentração de população e por apresentarem valores mais elevados de intensidade sísmica. Apesar de os grandes eventos sísmicos se encontrarem normalmente muito espaçados no tempo (períodos de retorno relativamente grandes), Portugal é diariamente abalado por sismos, sendo que na grande parte das vezes de magnitude tão reduzida que não são sentidos. Contudo, ao longo da história, o país já sofreu grandes catástrofes pela ocorrência destes eventos que deixaram enormes rastros de destruição. O sismo de 1 de Novembro de 1755 que atingiu Lisboa é o caso mais conhecido. Mas existem outros eventos de menor magnitude como o sismo de 26 de Janeiro de 1531 que destruiu a zona ribeirinha da cidade de Lisboa, o sismo de 27 de Dezembro de 1722 com impacto importante na região do Algarve, o de 11 de Novembro de 1858 que atingiu a cidade de Setúbal, o de 23 de Abril de 1909 que destruiu por completo a vila de Benavente e ainda o de 28 de Fevereiro de 1969 que afetou Lisboa e o Algarve. Atualmente os catálogos sísmicos para Portugal, que representam o principal ingrediente para a criação de modelos de perigosidade, podem ser adquiridos através de várias fontes, como é o caso do Instituto Português do Mar e da Atmosfera (IPMA, 2017), do Instituto Geográfico Nacional (IGN, 2017), da *International Seismological Centre* (ISC, 2017) para catálogos instrumentais ou do projeto AHEAD (AHEAD, 2017) para catálogos históricos, entre outros. O cálculo da perigosidade sísmica pode ser interpretado como um primeiro passo para a compreensão de o quão exposta está uma população ao risco sísmico (Lourenço, 2012).

Segundo Lamego (2014), verifica-se que, muitas das cidades portuguesas estão sujeitas a sofrer um nível de ação sísmica capaz de causar danos com as consequentes perdas humanas, materiais, sociais ou económicas. Estabelecendo como prioridade máxima a garantia da segurança e da proteção de pessoas e bens, é da responsabilidade dos técnicos envolvidos na área da engenharia sísmica proceder a estudos que permitam minimizar os danos causados pela ação sísmica e fazer todos os esforços para que a aplicabilidade desses estudos seja efetiva. Na impossibilidade de impedir a ocorrência de sismos é no entanto possível mitigar os seus efeitos no edificado diminuindo a vulnerabilidade das construções (Ravara *et al.*, 2001; Pereira, 2013; SPES, 2014).

2.2.2. Vulnerabilidade sísmica

Vulnerabilidade sísmica é a capacidade que um determinado elemento tem para resistir, ou para ser afetado, por um evento sísmico, dado o nível de sua severidade.

A vulnerabilidade sísmica é assim, um parâmetro intrínseco e específico de cada edifício e é reconhecida como a variável mais sensível e viável para apoiar ou suportar a mitigação de riscos (Costa *et*

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

al., 2010; Santos *et al.*, 2013; Lamego *et al.*, 2016). Em geral, a sua análise requer a avaliação do grau de danos ou perdas de um elemento resultantes da ocorrência de um determinado nível de ação sísmica.

Importa desde já distinguir curvas de vulnerabilidade sísmica e curvas de fragilidade sísmica, descritas com mais detalhe nas secções 2.3.1.2 e 2.3.1.3. Uma curva de fragilidade sísmica é uma ferramenta estatística que fornece a probabilidade condicional de um determinado nível de dano ou perda ser igualado ou excedido, para uma dada severidade da ação sísmica, enquanto uma curva de vulnerabilidade sísmica é definida pelos valores esperados da variável dano ou perda em função da severidade da ação sísmica (Chen e Scawthorn, 2003). As curvas de fragilidade e vulnerabilidade são normalmente específicas de uma determinada tipologia construtiva (Sousa, 2006).

A fragilidade sísmica é assim uma forma de caracterizar a vulnerabilidade de uma tipologia construtiva tendo em conta as incertezas que existem na sua avaliação, nomeadamente as que decorrem da generalização do modelo de um edifício para uma tipologia construtiva, e as inerentes aos processos físicos relacionados com a capacidade resistente dos edifícios e os estados de dano, dada a intensidade da ação sísmica (Sousa, 2006; Lamego, 2014).

A descrição da fragilidade sísmica por meio de distribuições de probabilidade é a forma apropriada para incorporar as fontes de incerteza acima referidas na variabilidade total das avaliações de risco (Sousa, 2006; Lamego, 2014). Por exemplo: dois edifícios similares, construídos com base no mesmo projeto, pela mesma empresa, na mesma zona e ao mesmo tempo (variáveis pouco prováveis de ocorrerem em simultâneo), podem ter comportamentos diferentes face a uma mesma ação sísmica. Este facto pode dever-se a diversos fatores, tais como variações na composição das argamassas no instante de betonagem entre outros. Como normalmente as variáveis das quais depende o comportamento do edifício ou estrutura não são coincidentes, torna-se necessário incluir uma margem de incerteza, traduzida por uma distribuição de probabilidade. Esta consideração já é habitual em outros estudos, como por exemplo, no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP, 1983), onde são associados valores médios e característicos às propriedades mecânicas do betão e do aço (Lamego, 2014).

Resumindo, a vulnerabilidade e a fragilidade sísmicas traduzem uma característica intrínseca do sistema construído, que é a sua suscetibilidade de sofrer danos ou perdas em consequência da ação de um sismo de dada severidade. Estas dependem de muitos fatores, designados *fatores de vulnerabilidade* de um sistema construído, sendo exemplo o seu dimensionamento sísmo-resistente e o seu processo construtivo (Sousa, 2006).

A Figura 2.4 apresenta um exemplo de vulnerabilidade sísmica, em que é possível comparar o comportamento de dois edifícios vizinhos, quando sujeitos à mesma ação sísmica. O edifício da esquerda, que tinha sido reforçado pouco antes do sismo, não sofreu danos, enquanto o da direita colapsou totalmente. A fotografia foi tirada na sequência do sismo do Faial de 1998 e ilustra de forma simples o conceito de vulnerabilidade, através da clara diferença de vulnerabilidade entre os dois edifícios (Sousa, Carvalho e Oliveira, 2000; Ravara *et al.*, 2001).



Figura 2.4 – Diferença de vulnerabilidade em edifícios - Sismo do Faial, 9 de Julho de 1998 - Fotografia de Jorge Rodrigues, 1998 in Sousa (2006)

De acordo com Policarpo (2012), a vulnerabilidade sísmica dos edifícios está relacionada com as características dos sistemas estruturais e tipologias construtivas, sendo os principais fatores de vulnerabilidade das construções os seguintes:

- O tipo de elementos resistentes. Face ao mesmo evento sísmico, um edifício com paredes resistentes de alvenaria sem confinamento, sofrerá danos mais avultados, relativamente a um edifício com elementos estruturais de aço ou betão;
- A configuração dos sistemas estruturais. Com destaque para as dimensões e forma em planta, o número de pisos e disposição em altura, assim como, a distribuição da massa;
- As disposições normativas em fase de projeto;
- A qualidade da construção e o estado de conservação;
- Os materiais, os métodos construtivos e a tecnologia, próprios das regiões onde se localizam as construções, assim como, a sua época de construção.

De acordo com LNEC (2017), no que diz respeito às construções antigas, anteriores à entrada em vigor da regulamentação sísmica, a ausência de dimensionamento sísmico específico poderá não implicar necessariamente elevada vulnerabilidade sísmica, como é o caso das estruturas pombalinas originais, cuja construção obedeceu a regras específicas de resistência antissísmica, que se poderão considerar os antepassados da regulamentação atual. No entanto:

- a) Existe um risco significativo associado a algumas tipologias posteriores à época pombalina e anteriores ao aparecimento de betão armado (anteriores a 1960), cuja conceção reflete o abandono da gaiola pombalina e a ausência da consideração do efeito da ação dos sismos, em virtude de um esquecimento do problema sísmico em períodos de pouca atividade sísmica.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

- b) Por outro lado, o estado de degradação de algumas destas construções, aliado por vezes a sucessivas alterações estruturais sem adequada fundamentação, conduzem por vezes a situações de risco potencial grave e dificilmente controlável.

Contudo, existem construções em betão armado, contruídas antes da regulamentação de 1983, Regulamento de Segurança e Ações (RSA, 1983), vulneráveis à ação sísmica devido, por exemplo, a qualidade de materiais utilizados na construção, betão e aço, os sistemas estruturais/construtivos utilizados, ou ainda o limitado conhecimento e desenvolvimento tecnológico no setor de construção.

No entanto, mesmo edifícios de betão armado contemporâneos podem apresentar uma vulnerabilidade sísmica importante devido a sua reduzida ductilidade e capacidade de dissipar a energia que lhes é transmitida pelos sismos, caso apresentem, por exemplo, deficiências de projeto e/ou construtivas.

Classificação de danos sísmicos em edifícios

Entende-se por dano sísmico num edifício, o efeito físico adverso causado por um sismo de determinada intensidade sobre o edifício e que pode ser diretamente observado num levantamento efetuado após a ocorrência do evento.

Os danos das componentes estruturais e não estruturais de um edifício podem ser descritos em termos da resposta do edifício (deformações) face a um determinado nível da ação sísmica e podem ser agrupados em classes geralmente caracterizados de forma descritiva, que variam entre a ausência de dano e o dano total ou colapso tendo em conta a gravidade dos mesmos. Essas classes tomam a designação de estados de dano, níveis de dano ou graus de dano, e permitem fazer corresponder um determinado valor do parâmetro de Medida de Intensidade sísmica aos danos sofridos na estrutura, tendo em conta a tipologia construtiva associada.

Geralmente são considerados vários graus de dano, consoante os autores e as metodologias. Por exemplo, no ATC-13 (1985) são definidos cinco graus de dano: leve (*slight*); ligeiro (*light*); moderado (*moderate*), severo (*heavy*) e muito severo (*major*). Da mesma forma, na EMS-98 (Grünthal, 1998) são definidos cinco graus de dano, correspondendo o Grau 1 ao grau de dano mais reduzido e o Grau 5 ao grau de dano mais elevado. O HAZUS 99 (1999) define quatro estados de dano: dano ligeiro (*Slight*), dano moderado (*Moderate*), Dano severo (*Extensive*) e dano total (*Complete*), aos quais se acrescenta um quinto estado que descreve a *Ausência* de Danos. O HAZUS-MH 2.1 (FEMA, 2012), a versão mais recente do HAZUS 99, define três graus de dano: dano ligeiro (*slight damage*); dano moderado (*moderate damage*) e dano extenso (*extensive damage*). E por fim, no GEM (2017), define-se quatro estados de danos estruturais: Leve (definido como o limite do comportamento elástico), Moderado (corresponde à capacidade de carga lateral máxima), Perto de colapso (corresponde à deformação máxima controlada) e Colapso

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

(D'Ayala *et al.*, 2014)). Os graus de dano são definidos para cada tipologia construtiva recorrendo a descrições dos danos físicos observados nos componentes estruturais e não estruturais dos edifícios.

Descrevem-se, em seguida a metodologia HAZUS e a escala macrossísmica europeia EMS-98, ambas utilizadas internacionalmente em estudos de risco sísmico.

1) Metodologia HAZUS

HAZUS é uma metodologia que começou a ser desenvolvida em 1992 pela *Federal Emergency Management Agency* (FEMA), em cooperação com o *National Institute of Building Sciences* (NIBS), nos Estados Unidos da América (EUA) e está implementada num *software* muito utilizado na estimativa de perdas resultantes de catástrofes naturais como sismos, inundações e furacões, que recorre a um Sistema de Informação Geográfica (SIG) no processo da determinação dos impactos físicos, sociais e económicos devidos à ocorrência desses fenómenos (Neighbors *et al.*, 2013; Pombo, 2014).

A primeira versão do *software*, o HAZUS97 foi disponibilizada em 1997, e apenas permitia avaliar as perdas devido à ocorrência de um sismo. Ao longo dos anos, foram efetuadas diversas atualizações, sendo disponibilizada em 1999 o HAZUS99 (FEMA e NIBS, 1999), a qual apresenta alterações consideráveis em relação à versão original. Em 2004 é disponibilizada a versão HAZUS-MH, sendo introduzida a capacidade de estimar as perdas devido a inundações e a furacões, transformando-se assim numa ferramenta que permite a estimativa de perdas devido a múltiplos desastres naturais (MH - *Multi-Hazards*). Em 2012 é disponibilizada a versão HAZUS-MH 2.1 (FEMA, 2012), e em 2017 a versão mais recente do *software* o HAZUS-MH 4.0 (Seligson, 2008; Pombo, 2014).

A “Metodologia para a estimativa de perdas em consequência de sismos”, Earthquake Loss Estimation Methodology conhecida por HAZUS 99 - o *software* que a implementa e que recorre a dados e variáveis com valores de defeito válidos para o território dos EUA, é considerado um método baseado em modelos mecanicistas de avaliação da vulnerabilidade sísmica de grande divulgação nos EUA e tem por objetivo principal estabelecer orientações e procedimentos para a obtenção, a uma escala regional, de estimativas de perdas em consequência de sismos. Essas estimativas têm a finalidade de ser utilizadas pelas autoridades estaduais, regionais e locais nesse País para fundamentarem as estratégias de mitigação do risco sísmico e as decisões relativas ao planeamento e à gestão da emergência (Whitman *et al.*, 1997; FEMA e NIBS, 1999; Carvalho *et al.*, 2002; Sousa, 2006)

Relativamente aos danos, na metodologia HAZUS 99 (FEMA e NIBS, 1999), os estados de dano são definidos separadamente para os sistemas estruturais e não estruturais de uma dada tipologia construtiva. Sendo considerados, para cada um deles, tal como referido anteriormente, quatro estados de dano, descritos qualitativamente: (i) Dano Ligeiro, (ii) Moderado, (iii) Severo/ extenso ou grave e (iv) Total/completo ou colapso. Para efeitos de modelação adicionou-se um quinto grau, designado de Ausência de Dano (denotado como nenhum), permitindo assim completar as distribuições de danos em edifícios. Nesta metodologia os estados de dano estruturais apresentam uma descrição específica para cada

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

tipologia construtiva. Enquanto os danos das componentes estruturais condicionam essencialmente as perdas humanas mais graves e a funcionalidade dos edifícios, os danos das componentes não estruturais tendem a dominar as perdas económicas e as perdas humanas de menor gravidade (Carvalho et al., 2002). A metodologia assume que os estados de dano das componentes estruturais são independentes dos estados de dano das componentes não estruturais (Sousa, 2006; Lamego, 2014).

Na Tabela 2-1 à Tabela 2-3 são apresentados os estados de dano da metodologia HAZUS 99 (FEMA e NIBS, 1999), correspondentes a danos estruturais. Nesta descrição, é designada por fissura a abertura de dimensão inferior a 3 mm (1/8") e por fenda a abertura de dimensão superior a 3 mm.

Tabela 2-1 - Descrição dos estados de dano em edifícios de alvenaria não reforçada (*URM*) (original de Lamego (2014), traduzido de FEMA e NIBS (2003))

Dano ligeiro	<ul style="list-style-type: none"> - abertura de fissuras ou pequenas fendas nas paredes; - fissuras ou fendas de maior dimensão na envolvente de vãos em paredes com maior área de aberturas; - movimento de lintéis; - fendas na base dos parapeitos.
Dano moderado	<ul style="list-style-type: none"> - fissuras diagonais na maioria das superfícies das paredes; - fendas diagonais em algumas paredes; - separação dos diafragmas das paredes; - fendas significativas nos parapeitos; - queda de algumas pedras constituintes das paredes.
Dano extenso ou grave	<ul style="list-style-type: none"> - fendas extensas em paredes com grande área de aberturas; - queda de elementos salientes e de algumas paredes; - movimento de vigas e treliças em relação ao seu suporte.
Dano completo ou colapso	<ul style="list-style-type: none"> - colapso da estrutura ou perigo de colapso iminente, no próprio plano ou para fora do plano; - aproximadamente 15% da área total do edifício entra em colapso ou em risco de colapso.

Tabela 2-2 - Descrição dos estados de dano em edifícios de placa (original de Lamego (2014), traduzido de FEMA e NIBS (2003))

Dano ligeiro	<ul style="list-style-type: none"> - fissuras diagonais ou horizontais em paredes de enchimento; - fendas na interface estrutura / parede.
Dano moderado	<ul style="list-style-type: none"> - fendas extensas (diagonais ou horizontais) em muitas das paredes; - esmagamento de alguns cantos próximos da ligação viga-pilar; - fissuras diagonais de corte em pilares ou vigas.
Dano extenso ou grave	<ul style="list-style-type: none"> - grandes fendas na maioria das paredes; - alguns tijolos ou pedras podem-se deslocar e cair; - algumas paredes de enchimento podem entrar em rotura para fora do plano; - algumas paredes podem cair parcial ou totalmente; - algumas vigas ou pilares podem entrar em rotura por corte, resultando em colapso parcial; - a estrutura pode apresentar deformação lateral permanente.
Dano completo ou colapso	<ul style="list-style-type: none"> - a estrutura entra em colapso ou em perigo iminente de colapso devido a uma combinação de rotura das paredes de enchimento e rotura não-dúctil dos pilares e vigas; - cerca de 15% (edifícios de pequeno porte), 13% (edifícios de médio porte) ou 5% (edifícios de grande porte) da área total do edifício apresenta danos completos.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Na Tabela 2-3 são apresentados os estados de dano para os edifícios porticados em betão, da metodologia HAZUS 99 (FEMA e NIBS, 1999), correspondentes a danos estruturais.

Tabela 2-3 - Descrição dos estados de dano em edifícios porticados em betão (original de Lamego (2014), traduzido de FEMA e NIBS (2003))

Dano ligeiro	- fendilhação, por flexão ou por corte, em algumas vigas e pilares, bem como nas ligações entre ambos.
Dano moderado	- a maioria das vigas e pilares apresentam fissuras; - alguns dos elementos dúcteis atingem a plastificação, apresentando fendas de flexão e algumas projeções de betão; - grandes fendas e projeções de betão em elementos não dúcteis.
Dano extenso ou grave	- alguns dos elementos atingem a sua capacidade última (No original <i>ultimate capacity</i>), apresentando grandes fendas de flexão e projeções de betão; - os elementos não dúcteis podem apresentar rotura por corte e nas ligações, resultando em colapso parcial.
Dano completo ou colapso	- a estrutura entra em colapso ou em risco iminente de colapso devido à insuficiência de elementos ou perda de estabilidade dos mesmos; - cerca de 13% (edifícios de pequeno porte), 10% (edifícios de médio porte) ou 5% (edifícios de grande porte) da área total do edifício apresenta danos completos.

Os danos não estruturais considerados nesta metodologia afetam uma vasta gama de elementos, desde elementos arquitetónicos a elementos mecânicos e elétricos. Os mesmos são analisados separadamente, conforme a sua resposta à ação sísmica. Assim, são considerados dois grupos distintos: o grupo dos elementos “sensíveis à deformação” (*drift-sensitive*), que são aqueles cujos danos resultam essencialmente do deslocamento entre pisos (*interstory drift*), e o grupo dos elementos “sensíveis à aceleração” (*acceleration-sensitive*), que são mais suscetíveis de sofrer danos associados ao movimento global do edifício. Os danos observados nos elementos não estruturais são também dependentes do tipo de ancoragem ou fixação que eventualmente possa existir nos mesmos, mas dependem principalmente do tipo de estrutura em que se encontram inseridos e dos danos verificados na mesma (Lamego, 2014).

2) Escala Macrossísmica Europeia, EMS-98

A escala macrossísmica europeia é uma escala de intensidade que, de acordo com Grünthal (1998), teve a sua origem na escala *Medvedev-Sponheuer-Karnik*, MSK-64, desenvolvida por V. Medvedev, W. Sponheuer e V. Karnik (Medvedev e Sponheuer, 1969). Em 1981, a *European Seismological Commission* (ESC- Comissão Sismológica Europeia), apresenta a primeira proposta de alteração da escala MSK-64, seguindo-se depois uma nova proposta, no ano de 1992, já bastante mais desenvolvida. Após quase seis anos de verificações da aplicabilidade desta escala, surge então a sua versão definitiva em 1998, a qual foi denominada de EMS-98. Esta escala define novos graus ou níveis de dano, e acrescenta novas funcionalidades para um melhor entendimento das definições no momento da atribuição dos

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

mesmos, tais como um guia de utilização da escala de intensidades e alguns anexos que pretendem exemplificar a forma de atribuição de graus de danos às diferentes tipologias (Lamego, 2014).

Os graus de dano, dependentes do tipo de estrutura, são classificados de 1 a 5, correspondendo o Grau 1 ao grau de dano mais reduzido e o Grau 5 ao grau de dano mais elevado. Na Tabela 2-4 e na Tabela 2-5 são apresentadas as descrições correspondentes aos diferentes graus de dano associados, respetivamente, aos edifícios de alvenaria e aos edifícios de betão armado, onde os danos de grau 1 correspondem a danos desprezíveis ou ligeiros, com dano não estrutural ligeiro e ausência de dano estrutural, os danos de grau 2 correspondem a danos moderados ou médios, com dano não estrutural moderado e dano estrutural ligeiro, os danos de grau 3 correspondem a danos substanciais ou graves, com dano não estrutural grave e dano estrutural moderado, os danos de grau 4 correspondem a danos muito graves, com dano não estrutural muito grave e dano estrutural grave, e os danos de grau 5 correspondem à destruição, com danos estruturais muito graves (Sousa, 2006; Lamego, 2014).

Além da Escala Macrossísmica Europeia, EMS-98 (Grünthal, 1998), e da Escala de *Medvedev-Sponheuer-Karnik*, MSK (Medvedev e Sponheuer, 1969), existem outras escalas de intensidade sísmica também muito utilizadas como por exemplo, a Escala de Mercalli Modificada (Wood e Neumann, 1931)(Pombo, 2014).

Apresentam-se nas tabelas seguintes, as descrições correspondentes aos diferentes graus de dano associados, respetivamente, aos edifícios de alvenaria (Tabela 2-4), e aos edifícios de betão armado (Tabela 2-5).

Tabela 2-4 - Classificação de danos em edifícios de alvenaria (adaptado de Lamego (2014), traduzido de Grünthal (1998))







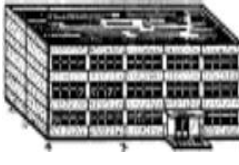



	<p style="text-align: center;">Danos de grau 1:</p> <ul style="list-style-type: none"> - abertura de pequenas fendas ou fissuras em algumas paredes; - queda de pequenos fragmentos de estuques ou rebocos; - queda de algumas pedras soltas das zonas mais elevadas de alguns edifícios.
	<p style="text-align: center;">Danos de grau 2:</p> <ul style="list-style-type: none"> - abertura de fendas em muitas paredes; - queda de grandes fragmentos de reboco ou estuque; - colapso parcial de chaminés.
	<p style="text-align: center;">Danos de grau 3:</p> <ul style="list-style-type: none"> - abertura de grandes fendas na maioria das paredes; - colapso de elementos de cobertura e chaminés; - ruptura das paredes de enchimento.
	<p style="text-align: center;">Danos de grau 4:</p> <ul style="list-style-type: none"> - colapso parcial das paredes; - colapso estrutural parcial de pavimentos.
	<p style="text-align: center;">Danos de grau 5:</p> <ul style="list-style-type: none"> - colapso total do edifício.

Tabela 2-5 - Classificação de danos em edifícios de BA (adaptado de Lamego (2014), traduzido de Grünthal (1998))

	<p style="text-align: center;">Danos de grau 1:</p> <ul style="list-style-type: none"> - abertura de pequenas fendas ou fissuras em estuques ou rebocos; - abertura de pequenas fendas ou fissuras em paredes de enchimento.
	<p style="text-align: center;">Danos de grau 2:</p> <ul style="list-style-type: none"> - abertura de fendas em paredes de enchimento; - queda de fragmentos de reboco ou estuque; - rutura das juntas de assentamento em paredes de enchimento; - abertura de fendas em elementos estruturais (vigas, pilares e paredes estruturais)
	<p style="text-align: center;">Danos de grau 3:</p> <ul style="list-style-type: none"> - abertura de grandes fendas em paredes de enchimento; - abertura de fendas em elementos estruturais e formação de rótulas no piso térreo.
	<p style="text-align: center;">Danos de grau 4:</p> <ul style="list-style-type: none"> - abertura de grandes fendas em elementos estruturais com rutura do betão por compressão; - colapso de vigas estruturais; - colapso de alguns pilares ou de um piso do edifício.
	<p style="text-align: center;">Danos de grau 5:</p> <ul style="list-style-type: none"> - colapso total ou parcial do edifício.

Como a gravidade do dano que pode ocorrer no edifício é variável tendo em conta a tipologia construtiva, pode-se ter várias classificações de níveis de dano associadas a diversas tipologias construtivas. Cada classe de dano está assim associada a um determinado material de construção e a um dado processo construtivo, sendo muitas vezes também associada a um período ou época de construção (Lamego, 2014).

Tipologias construtivas

No que diz respeito a tipologias construtivas, estas surgem como forma de simplificar o processo de avaliação sísmica inerente às estruturas pertencentes a essa mesma região, uma vez que, se efetuado individualmente a cada estrutura, seria extremamente moroso e dispendioso. Assim, a tipologia construtiva, ou taxonomia construtiva, pode ser definida como um conjunto de edifícios com características estruturais e construtivas idênticas, e que se assumem como possuindo um desempenho/comportamento sísmico e uma vulnerabilidade sísmica semelhantes (Lamego, 2014). De acordo com Lourenço (2012), as tipologias construtivas dividem os edifícios em classes de diferente vulnerabilidade sísmica de modo a caracterizar o comportamento do edifício ao sismo, e podem ser consideradas uma das categorias que mais influencia a vulnerabilidade sísmica da estrutura. Considera-se também que a classificação dos edifícios é um dos passos importantes no estudo do risco sísmico sendo necessário que esta categorização retrate as características dos mesmos.

De modo a tornar esta tarefa possível, foram desenvolvidas nos últimos anos diversas taxonomias que permitem a classificação do edificado de acordo com alguns parâmetros como o material de construção, tipo de estrutura, altura do edifício, idade, etc. Esta forma de classificar os edifícios está ligada

ao grau de informação que se possui sobre o parque habitacional. Algumas destas taxonomias foram feitas com o intuito de harmonizar a forma como se classificam os edifícios na Europa (Grünthal, 1998) ou até mesmo globalmente (Jaiswal, Wald e Porter, 2010). No entanto, tal abordagem implica que apenas se considerem alguns parâmetros básicos do edificado, devido à escassez de informação detalhada na maioria dos países. Por outro lado, quando a informação é bastante completa, é comum que o próprio país desenvolva o seu próprio sistema de classificação, permitindo assim que se incorpore um maior número de parâmetros. Por exemplo, com a implementação dos CENSOS em Portugal, no qual o Recenseamento é repetido a cada 10 anos, passou a ser possível fazer um controlo das tipologias construtivas, tornando-se possível a sistematização do conhecimento sobre o parque habitacional de Portugal.

A metodologia HAZUS 99 (FEMA e NIBS, 1999), descrita anteriormente, atribui uma classificação própria aos edifícios, separando-os de acordo com a tipologia construtiva e a utilização. Esta metodologia compreende um total de 36 tipologias, estando as mesmas divididas em cinco grandes grupos: edifícios em madeira, edifícios metálicos, edifícios em betão, edifícios em alvenaria e edifícios móveis. Cada um destes grupos encontra-se ainda subdividido de acordo com a altura total do edifício, ou mais concretamente, pelo número de pisos, podendo distinguir-se edifícios de pequeno porte com 1 a 3 pisos, edifícios de médio porte com 4 a 7 pisos e edifícios de grande porte com 8 ou mais pisos (Lamego, 2014).

A escala Macrossísmica Europeia, EMS-98, também descrita anteriormente, introduz o conceito de vulnerabilidade do edificado através da inserção de uma “Tabela de Vulnerabilidade”, na qual se classificam diversas tipologias construtivas, e propõe a existência de quatro tipos de estrutura dependentes do material utilizado na sua construção: estrutura em alvenaria, estrutura em betão armado, estrutura metálica e estrutura em madeira. Os edifícios, consoante as suas características relativamente à tipologia construtiva, são associados a uma classe de vulnerabilidade. As classes de vulnerabilidade do edificado propostas são seis e podem ir de A a F, correspondendo a classe A à tipologia com maior vulnerabilidade sísmica e a classe F à tipologia com menor vulnerabilidade sísmica ver Tabela 2-6. Tendo em conta que a classificação da vulnerabilidade de uma estrutura ou edifício não depende unicamente da tipologia construtiva, mas também de uma série de outros fatores, tais como a qualidade da construção dos edifícios, o seu estado de conservação, a sua regularidade em altura e em planta, o nível do seu dimensionamento sísmico, etc., a Tabela de Vulnerabilidade apresentada em Grünthal (1998) oferece um leque de classes de vulnerabilidade a que pode corresponder cada uma das estruturas, incluindo a sua classe de vulnerabilidade mais improvável (Sousa, 2006; Lamego, 2014).

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Apresentam-se na tabela seguinte, as classes de vulnerabilidade de edifícios da EMS-98, de A à F por ordem decrescente de vulnerabilidade.

Tabela 2-6 - Tabela de Classes de vulnerabilidade de edifícios da EMS-98, A a F por ordem decrescente de vulnerabilidade (adaptado de Sousa (2006), traduzido de (Grünthal, 1998))

Tipo de estrutura de edifícios		Classe de vulnerabilidade					
		A	B	C	D	E	F
ALVENARIA	Alvenaria de pedra irregular e solta	○					
	Adobe	○	—				
	Alvenaria de pedra (aparelhada)	—	○				
	Pedra aparelhada (monumentos)		—	○	—		
	Alvenaria não reforçada de tijolo e blocos de betão	—	○	—			
	Alvenaria não reforçada com placa		—	○	—		
	Alvenaria reforçada ou confinada			—	○	—	
BETÃO ARMADO (BA)	Pórtico BA sem DSR ¹ ou com DSR mínimo	—		○	—		
	Pórtico BA com DSR moderado		—	○	—		
	Pórtico BA com DSR elevado			—	○	—	
	Parede BA sem DSR ou com DSR mínimo		—	○	—		
	Parede BA com DSR moderado			—	○	—	
	Parede BA com DSR elevado				—	○	—
METÁLICOS	Estrutura metálica			—	○	—	
MADEIRA	Estrutura de madeira		—	○	—		

¹ DSR – Dimensionamento Sismo-Resistente

○ Classe mais provável;

— Classe provável;

----- Classe pouco provável ou casos excepcionais.

2.2.3. Exposição

A *exposição* reflete o valor dos elementos expostos a um perigo sísmico (a população, as atividades económicas, e as construções e estruturas), que inclui os custos diretos causados pela ocorrência do evento perigoso, os custos indiretos decorrentes da interrupção dos serviços e os custos sociais e de tempo, sendo traduzida por uma medida quantitativa das existências dos mesmos (Sousa, 2006; Yasmin *et al.*, 2015). Por outras palavras, a exposição traduz o volume ou a distribuição espacial de construções e de outros bens económicos que estão expostos à ação sísmica (Carvalho, 2012; Lourenço, 2012).

A exposição pode compreender informação sobre a localização dos elementos, tipo de ocupação, função do edificado, existência de bens económicos, taxa de ocupação, valor histórico/cultural, entre outros. Um centro histórico terá um elevado valor patrimonial e cultural e uma área de elevada densidade populacional terá uma vasta atividade comercial e de serviços o que significa um elevado nível de exposição, ao contrário de uma área preferencialmente florestal ou agrícola, com reduzidos valores populacionais, comerciais ou patrimoniais (Vicente, 2008; Lourenço, 2012). Para Lourenço (2012) a caracterização das propriedades materiais do edificado (tipologia construtiva) é, tal como a caracterização das propriedades geométricas, uma etapa importante no estudo da exposição.

Atuar sobre este fator por forma a reduzi-lo é muito limitado uma vez que implicaria a restrição de determinadas zonas de risco para a fixação do parque habitacional ou económico (Oliveira, 2008a; Ferrito, 2014). No caso do edificado existente, é possível reduzir a sua vulnerabilidade sísmica aumentando a sua resistência ao sismo.

2.3. Avaliação da vulnerabilidade sísmica

A análise do comportamento sísmico de uma estrutura consiste no estudo da resposta dessa estrutura quando solicitada por um movimento na base representativo de uma ação sísmica e inclui a análise de dois tipos de resposta do edifício: (i) a global, principalmente relacionada com capacidade global do edifício; e (ii) a local, associada ao comportamento dos elementos que compõem a estrutura.

Edifícios de uma mesma área urbana têm diferentes níveis de vulnerabilidade sísmica e alguns deles mostram um comportamento inadequado durante os sismos. Por esse motivo, muitos estudos na área da engenharia sísmica são orientados para o desenvolvimento, validação e aplicação de técnicas para melhorar a capacidade sísmica de edifícios, por exemplo para reduzir a sua vulnerabilidade, permitindo uma melhor tomada de decisão sobre a prevenção e proteção de riscos sísmicos. Melhorar a capacidade requer a avaliação da vulnerabilidade sísmica e do dano sísmico (Pujades *et al.*, 2010).

Por sua vez, a análise/avaliação da vulnerabilidade sísmica tem como objetivo o desenvolvimento de ferramentas, modelos e métodos, que primeiramente estimem os perigos, as perdas devido à ação sísmica, ajudem a simular cenários sísmicos e que sejam fundamentais na formulação de planos e

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

estratégias de reforço e mitigação de risco sísmico. Esta avaliação relaciona, para uma dada estrutura, a intensidade de um sismo com os seus potenciais efeitos (Lourenço, 2012; Pombo, 2014).

Relativamente a avaliação sísmica, por exemplo, o ASCE 31- 03 (ASCE, 2003) é um documento disponível para a avaliação sísmica de edifícios existentes, originalmente desenvolvido pela FEMA como FEMA 310: Manual para Avaliação Sísmica de Edifícios Existentes (FEMA, 1998). Destina-se a ser utilizado em edifícios antigos e considera que a segurança a ação sísmica de um edifício é considerada adequada se os requisitos forem atendidos (FEMA e NIST, 2006).

Métodos de avaliação da vulnerabilidade sísmica

Existem diversas propostas para a classificação de métodos de avaliação da vulnerabilidade sísmica, que permite agrupar os vários métodos existentes, por exemplo o projeto LESSLOSS (2007), propõe uma classificação de âmbito genérico (Tabela 2-7), enquanto que Corsanego e Petri (1990) classifica os métodos em quatro grupos de acordo com a forma como o dano é estimado (Tabela 2-8). Já Sousa (2006) classifica os métodos em dois grupos: os métodos mecanicistas, em que o dano é estimado para cada edifício ou para cada classe de edifícios com base em modelações numéricas, e os métodos estatísticos e/ou empíricos, inspirados em levantamentos de danos ou na opinião de especialistas (Lamego, 2014). Entre outras como a desenvolvida por Dolce *et al.* (1994) como referido em Vicente (2008).

Tabela 2-7 - Níveis de avaliação da vulnerabilidade, de acordo com LESSLOSS (2007) (Lamego, 2014)

Nível 1	Informação qualitativa, apropriada para centros urbanos.
Nível 2	Modelos mecânicos, informação de melhor qualidade, informação geométrica rigorosa
Nível 3	Modelação numérica rigorosa, inspeção e caracterização da construção

Tabela 2-8 - Classificação de métodos de avaliação da vulnerabilidade, de acordo com Corsanego e Petri (1990) (Vicente, 2008; Lamego, 2014)

Técnicas diretas	Estimam diretamente o dano causado numa estrutura a partir de métodos tipológicos ⁹ ou mecânicos.
Técnicas indiretas	Determinam um índice de vulnerabilidade, estabelecendo ligações entre o grau de dano e o parâmetro que define a ação sísmica (por exemplo a intensidade), definindo curvas ou funções de vulnerabilidade.
Técnicas convencionais	Introduzem um índice ou indicador de vulnerabilidade, independentemente da estimativa de dano. Utilizadas para comparação de construções pertencentes a uma mesma tipologia. O desempenho sísmico esperado é calibrado por especialistas
Técnicas híbridas	Combinam conceitos e abordagens das técnicas acima descritas

⁹ Os métodos tipológicos são baseados em danos observados pós-sismo, desenvolvendo-se posteriormente matrizes de probabilidade de dano.

A avaliação da vulnerabilidade sísmica do edificado pode ser realizada através de: métodos empíricos; métodos analíticos, mecânicos ou mecanicistas; métodos experimentais e métodos híbridos. Sendo os mesmos explicados com mais detalhe a seguir.

I. Métodos estatísticos/empíricos

Os métodos empíricos baseiam-se na opinião dos especialistas e na observação de danos realizadas após a ocorrência de sismos, ou seja, baseiam-se na inspeção de um grande número de estruturas, conduzindo ao desenvolvimento de estatísticas de natureza fundamentalmente empírica e/ou contando com a experiência e opinião de especialistas na matéria (Sousa, 2006; Yasmin *et al.*, 2015; Kishore e Thampan, 2017). Este método recorre aos parâmetros “intensidade sísmica” e “valor de pico da aceleração do solo” (PGA) para caracterizar a ação sísmica, sendo as matrizes de probabilidade de dano (MPD), as funções ou curvas de vulnerabilidade, as curvas de fragilidade, todas descritas na subsecção 2.3.1, assim como o índice de vulnerabilidade, ferramentas fundamentais utilizadas neste método.

Abordagens baseadas na opinião de especialistas

Os métodos baseados na opinião de especialistas são determinados através do julgamento e da experiência acumulada de especialistas.

Abordagens baseados na observação de danos

Os métodos baseados em danos observados em edifícios sujeitos à ação sísmica são extremamente úteis para calibração de resultados obtidos por métodos analíticos ou experimentais a seguir descritos. As curvas de fragilidade e/ou as matrizes de probabilidade de dano, características de cada uma das tipologias construtivas, podem ser obtidas através da metodologia proposta por Bonett (2003) (Lamego, 2014).

II. Métodos analíticos, mecânicos ou mecanicistas

Os métodos analíticos, mecânicos ou mecanicistas são métodos teóricos que envolvem o cálculo mecânico da resposta estrutural do sistema (Ferreira, 2012; Pombo, 2014) e baseiam-se na comparação entre as exigências do sismo e a capacidade resistente da estrutura mediante a realização de uma análise numérica não linear dos edifícios em estudo (Lamego, 2014). Assim, dependem da avaliação do desempenho estrutural através de procedimentos ou cálculos analíticos e recorrem a parâmetros físicos como a aceleração espectral, S_a , ou o deslocamento espectral, S_d , medidos no espectro de resposta para caracterizar a ação sísmica.

Estas simulações são potencialmente melhores do que as resultantes dos métodos estatísticos/empíricos e são calibradas com base nas informações disponíveis de sismos anteriores e nos resultados de ensaios realizados em laboratório.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Como exemplo de estudos realizados tendo como base modelos mecanicistas, refere-se a HAZUS 99 (FEMA e NIBS, 1999), descrita na secção 2.2.2 - 1). Segundo Sousa (2006), esta metodologia tem vindo a ser aplicada noutros países, embora na Europa se verifique alguma dificuldade na calibração de alguns dos seus parâmetros, por exemplo os que traduzem a vulnerabilidade e a fragilidade das tipologias construtivas, em particular no que toca às construções em alvenaria. O estudo de Carvalho *et al.*(2002) reúne a primeira aplicação desta metodologia à estimativa de danos no parque habitacional português e à estimativa de perdas humanas em consequência de sismos. Nesta aplicação a metodologia sofreu algumas modificações e desenvolvimentos, que refletem não só as melhorias introduzidas pela equipa de investigação do LNEC, como as calibrações dos parâmetros do método por forma a contemplarem as especificidades do ambiente sismotectónico e dos processos construtivos praticados no País ao longo dos tempos. Os autores otimizaram também o processo de avaliação da resposta da estrutura face à ação dos sismos.

O método mecanicista HAZUS 99 (FEMA e NIBS, 1999) classifica os edifícios em tipologias construtivas (ver secção 2.2.2) mas, ao contrário dos métodos estatísticos, não obriga a uma divisão do parque edificado em classes pré-definidas, o que oferece grande liberdade para a definição de tipologias capazes de enquadrarem as principais práticas construtivas do Continente Português (Sousa, 2006).

Neste trabalho, a vulnerabilidade sísmica do parque habitacional existente no Bairro de Alvalade é caracterizada tal como no estudo de Carvalho *et al.*(2002), mas aqui direcionado para as bandas lineares, com a finalidade de se implementar um procedimento baseado em deslocamentos impostos para a avaliação de danos estruturais em edifícios, estimando a resposta sísmica máxima dos edifícios, ou seja obter a avaliação do desempenho sísmico de edifícios e dos respetivos danos estruturais. Ver capítulos 4 e 5.

Com base nos métodos para definir o comportamento não linear dos edifícios, as abordagens analíticas podem ser descritas de acordo com os seguintes métodos:

Método do espectro de capacidade, CSM

O Método do Espectro de Capacidade, CSM (Freeman, Nicoletti e Tyrell, 1975; ATC e SSC, 1996; Freeman, 1998) divulgado mundialmente pela metodologia de estimação de perdas HAZUS 99 (FEMA e NIBS, 1999), é um procedimento aproximado, obtido por meio de análise estática não-linear, análise *pushover*, para avaliar a resposta sísmica de uma estrutura em termos de forças e deslocamentos, denominado ponto de desempenho, baseando-se na hipótese que o deslocamento horizontal/deriva lateral (*Lateral story drift*) descreve de forma eficiente a resposta sísmica de um edifício.

O desempenho sísmico ou a resposta sísmica de um edifício está relacionado com a sua capacidade para dissipar a energia introduzida pelos sismos através de deformação significativa, e consequentes níveis de dano para a estrutura do edifício, mas sem colapsar. Neste método, o desempenho

sísmico das estruturas, especialmente os possíveis danos, é descrito comparando em coordenadas espectrais a sua capacidade com a solicitação sísmica, através de um procedimento gráfico para a obtenção aproximada da resposta sísmica de edifícios, o ponto de desempenho sísmico, o deslocamento alvo (SD_{max} , SA_{max}) ou o ponto de resposta sísmica máxima do edifício na eminência do colapso, atuados por uma dada ação sísmica, idealizados com base em osciladores de um grau de liberdade, com comportamentos não lineares e caracterizados por relações força-deslocamento, ou seja, pelas respetivas curvas de capacidade (FEMA e NIBS, 1999; Carvalho *et al.*, 2002; Sousa, 2006; Costa *et al.*, 2010; Simões *et al.*, 2015; Lamego *et al.*, 2016).

A determinação do ponto de desempenho sísmico resulta da intersecção da curva de capacidade da estrutura com o espectro de resposta que caracteriza a ação sísmica no local, para um determinado valor de amortecimento, ambos representados em coordenadas de aceleração espectral, SA , versus deslocamento espectral, SD . O espectro de resposta representado nessas coordenadas é designado por espectro de resposta no formato de Espectro de Resposta Aceleração – Deslocamento, *ADSR - Acceleration Displacement Response Spectrum*. O ponto de desempenho sísmico do edifício representa deste modo o deslocamento ou aceleração espectral esperado(a) (SD_{max} , SA_{max}) numa estrutura para uma determinada intensidade de ação sísmica, ou correspondente ao cenário sísmico escolhido. Naturalmente, tal ponto deve satisfazer simultaneamente duas condições: (i) localizar-se na curva de capacidade, dado que a mesma representa a resposta da estrutura para um dado deslocamento e (ii) localizar-se sobre a curva do espectro de resposta da ação sísmica (Carvalho *et al.*, 2001, 2002; Sousa, 2006).

De acordo com Carvalho *et al.*(2002) e Sousa (2006), a determinação do valor do amortecimento tem em consideração o facto do movimento sísmico do solo conduzir o edifício para um regime não linear. Assim, a energia introduzida na estrutura pode levar à degradação de alguns dos seus elementos estruturais, pelo que, para além de a sua rigidez diminuir, o espectro de resposta elástico deverá ser modificado, ou seja, reduzido, para ter em consideração a dissipação de energia ocorrida em potenciais mecanismos de histerese, obrigando à implementação de procedimentos iterativos. O espectro de resposta resultante da redução do espectro elástico inicial, tendo por base a aplicação de um amortecimento viscoso efetivo ξ_{eff} da estrutura, designa-se por espectro de solicitação (*demand spectra*) reduzido.

Resumindo, o espectro de resposta elástico inicial é reduzido aos espectros de solicitação, levando em consideração a capacidade de dissipação estrutural quando exposto a movimentos sísmicos de alta intensidade. A inclusão dos mecanismos de dissipação de energia associados à resposta sísmica real obriga no entanto à utilização de procedimentos iterativos (FEMA e NIBS, 1999; Carvalho *et al.*, 2002; Sousa, 2006; Costa *et al.*, 2010; Simões *et al.*, 2015; Lamego *et al.*, 2016).

A metodologia HAZUS 99 (FEMA e NIBS, 1999) inclui regras para calcular os fatores de redução a serem aplicados ao espectro elástico inicial, de amortecimento ξ_0 , para a obtenção do designado espectro de solicitação reduzido, no entanto, de acordo com Costa *et al.* (2010), uma técnica robusta e inovadora foi introduzida no LNECLOSS que considera um procedimento iterativo estocástico não linear equivalente a estimar a resposta sísmica de uma estrutura, com o aumento do amortecimento efetivo, refletindo a degradação da estrutura durante sua resposta cíclica. Enquanto em HAZUS as modificações da solicitação espectral são representadas por fatores de redução, em LNECLOSS essas modificações foram realizadas através de uma metodologia estocástica não linear iterativa. São obtidas respostas de construção progressivas até que a convergência com a curva de capacidade mediana seja alcançada. O ponto de desempenho, obtido desta forma, corresponde ao valor da resposta dinâmica de uma estrutura idealizada para um sistema de um grau de liberdade. O procedimento é ilustrado na Figura 2.5.

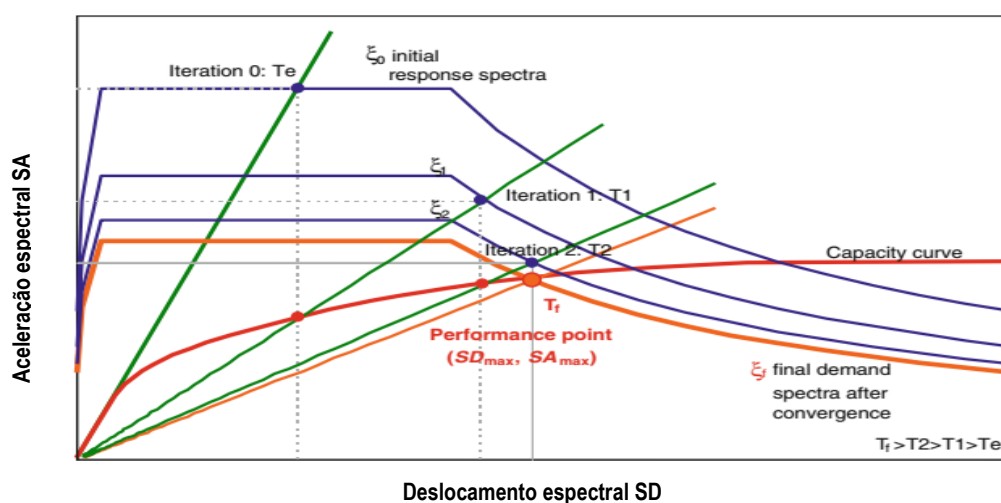


Figura 2.5 - Processo iterativo para obter o ponto de desempenho no método do espectro de capacidade (adaptado de Costa *et al.*(2010))

Ainda segundo Costa *et al.* (2010), a abordagem estocástica não-linear equivalente tem várias vantagens na estimativa do ponto de desempenho relativamente ao método que depende da interseção gráfica e dos fatores de redução: (1) é mais eficiente computacionalmente, porque evita a avaliação sucessiva de toda a redução de espectros de solicitação; (2) dá uma avaliação exata da resposta da estrutura, em vez de uma avaliação aproximada obtida pelos métodos de interpolação; (3) não usa relações empíricas para reduzir os espectros de solicitação devido ao amortecimento efetivo; e (4) permite a inclusão explícita da duração da solicitação sísmica na resposta da estrutura.

Desta forma, usando os pressupostos da ferramenta computacional LNECLOSS que serviu de base para o presente estudo, as modificações da solicitação espectral foram realizadas através de uma metodologia estocástica não linear iterativa, e considerando deste modo um aumento do amortecimento efetivo, por convenção 5%.

Análise *pushover*, método indireto ou pseudo estático

Com uma análise *pushover*, a resposta não linear de uma estrutura sujeita a uma distribuição de forças laterais incrementais, ou a um campo de deslocamentos horizontais numa dada direção ao longo da altura do edifício, de acordo com o modo fundamental, é calculada (Figura 2.6, canto superior esquerdo). Esta é descrita através da curva *pushover*, que relaciona a força de corte na base também designada por cisalhamento, esforço transverso na base ou esforço transverso global ao nível da fundação, com o deslocamento no topo da estrutura (Figura 2.6, canto superior direito) medido na mesma direção. Os deslocamentos ao longo da altura do edifício são proporcionais à configuração do modo de vibração com fator de participação mais elevado para movimentos horizontais de corpo rígido da base, na direção pretendida (Carvalho et al., 2002). Esta curva de *pushover* pode ser transformada na "capacity spectrum" ou curva de capacidade (Figura 2.6, inferior) usando as propriedades dinâmicas da estrutura, o fator de participação e o coeficiente de massa modal, definidos para um sistema de um grau de liberdade (Peter e Badoux, 2000).

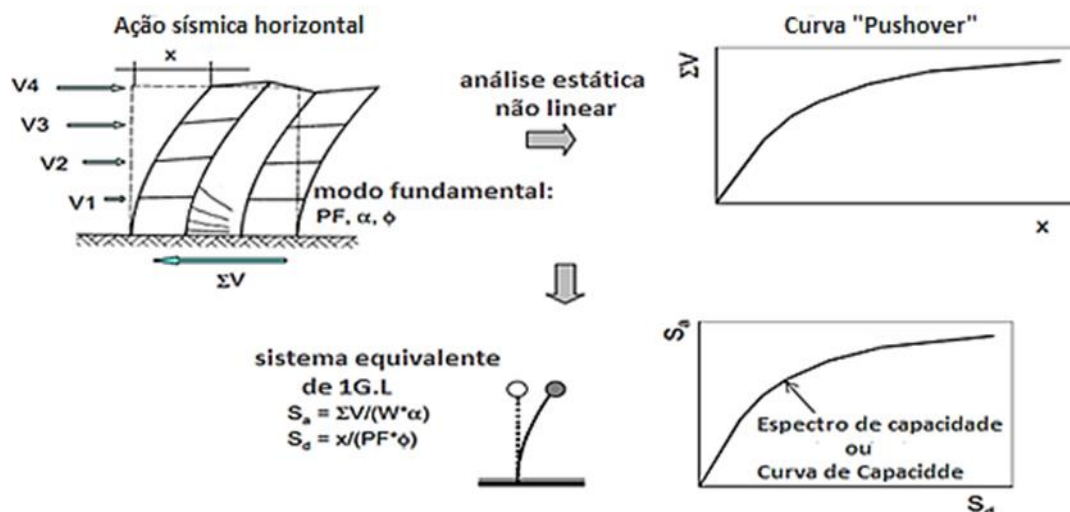


Figura 2.6 - Curva *pushover* e curva de capacidade (espectro de capacidade) (adaptados de Peter e Badoux (2000))

Tal como acima referido, a aplicação do método do espectro de capacidade requer que tanto a curva de capacidade dos edifícios como o espectro de resposta sejam representados em coordenadas de aceleração espectral, S_A , versus deslocamento espectral, designados por espectro de resposta no formato Espectro de Resposta Aceleração-Deslocamento - *ADRS* (*Acceleration-Displacement Response Spectrum*). Assim, no caso das curvas de capacidade, estas são representadas de uma forma normalizada em relação à massa do edifício convertendo a resistência em acelerações, conforme pormenorizado no relatório ATC-40 (1996). Para tal considera-se a massa generalizada resultante de uma configuração em aceleração correspondente à configuração modal em altura normalizada para uma aceleração unitária ao nível do seu baricentro/centróide. As novas relações deslocamento-aceleração em coordenadas espectrais, designadas no relatório ATC-40 por *espectros de capacidade* (ATC e SSC, 1996), traduzem a envolvente da resposta

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

dinâmica não-linear e histerética de um oscilador com um grau de liberdade generalizado, representativo de cada tipo de edifício (Carvalho *et al.*, 2001, 2002).

Resumidamente, normalizando as curvas de capacidade em relação à massa do edifício convertendo a resistência em aceleração, neste novo formato, deslocamento-aceleração, as curvas de *pushover* passam a ser designadas por *spectros ou curvas de capacidade* (Figura 2.6, inferior), sendo o procedimento descrito no ATC-40 (1996) usado para transformar as curvas de *pushover* em curvas de capacidade, que são dados em sua forma bilinear simplificada.

A representação gráfica da resposta do edifício no ADRS não só melhora a compreensão dos resultados da análise, mas também o projeto de possíveis medidas de reforço (Badoux, 1998).

Geralmente utiliza-se a análise estática não linear, análise *pushover*, devido à capacidade de contabilização direta de alguns efeitos da resposta não linear da estrutura e devido ao facto de ser uma análise pouco complexa, quando comparada com as análises dinâmicas não lineares (Lang, 2002; Varum, 2003; Pombo, 2014).

O CSM é comumente usado para gerar as curvas de fragilidade e foi introduzido em várias normas americanas para avaliação sísmica, sendo um dos dois procedimentos de análise estática não linear simplificada para a reabilitação sísmica de edifícios descritos em FEMA-273 (1997) e desenvolvido com mais detalhe no relatório ATC-40 (ATC e SSC, 1996; FEMA e NIBS, 1999; Fajfar, 2000, 2002; Peter e Badoux, 2000; Carvalho *et al.*, 2002; Barbat *et al.*, 2009; Yasmin *et al.*, 2015).

Além deste método, existe um outro método de referência que permite a determinação do ponto de desempenho sísmico da estrutura, e conseqüentemente a sua avaliação sísmica, recorrendo a análises estáticas não lineares, o método N2 (Fajfar e Fischinger, 1998), proposto no Eurocódigo 8 (CEN, 2004). No entanto, a capacidade resistente de uma estrutura também pode ser determinada através do método direto ou dinâmico que conduz ao que vulgarmente se designa por curvas de vulnerabilidade. Em termos gerais, neste procedimento a curva de capacidade de um edifício é obtida diretamente de análises dinâmicas não lineares do edifício quando sujeito a séries de movimentos sísmicos horizontais da base de intensidade crescente nas duas direções ortogonais em que estrutura foi definida (IDA - *Incremental Dynamic Analysis*). Para cada nível de intensidade são determinados os deslocamentos horizontais máximos absolutos ao longo da altura do edifício e os correspondentes valores máximos do esforço transversal global ao nível da fundação (Carvalho *et al.*, 2002).

Métodos baseados em mecanismo de colapso

De acordo com Yasmin *et al* (2015), estes métodos baseiam-se no mecanismo de colapso da estrutura e foram apresentados por Cosenza *et al.* (2005) para a avaliação de edifícios de betão armado. A desvantagem de usar este método é que somente o estado limite de colapso é considerado na geração

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

das curvas e não há convolução entre a capacidade e a solicitação para calcular a probabilidade de exceder os estados limite danos.

Métodos baseados em deslocamentos

O deslocamento é usado como o indicador fundamental de dano e solicitação em métodos baseados em deslocamento. A capacidade de deslocamento não-linear é determinada ao invés das curvas *pushover* para definir o comportamento não-linear de edifícios de betão armado. O método é rápido na computação, mas considera apenas um estado limite para a representação de dano (Yasmin et al., 2015).

III. Métodos experimentais

Os métodos experimentais utilizam os resultados obtidos através da construção de modelos de edifícios em laboratório e posterior ensaio. Após a realização de um número de ensaios considerado suficiente, as curvas de fragilidade dos edifícios podem ser obtidas, por exemplo, através do método proposto por Bonett (2003). Tratam-se de métodos dispendiosos, pois o número de observações de danos está limitado ao número de ensaios realizados. Estes métodos possuem a vantagem de se poder controlar os níveis de intensidade sísmica através da aceleração induzida na base e ainda de se poder seleccionar o tipo de estrutura. São exemplos destes estudos Candeias *et al* (2004), Mendes *et al* (2010), Leite *et al* (2011) e Mendes (2012).

IV. Métodos híbridos

No método híbrido, a curva de fragilidade é desenvolvida com base numa combinação de métodos experimentais, empírico e analítico, e as estatísticas de dano pós-sismo são simuladas através de um modelo matemático da tipologia de construção que está sendo considerada. No entanto, não é capaz de gerar modelos numéricos que sejam precisos na medição do dano real da estrutura (D., 2013; Yasmin *et al.*, 2015; Lamego *et al.*, 2016). De acordo com Pombo (2014), distinguem-se três principais grupos de métodos híbridos, os que são baseados em Mecanismos de Colapso, os baseados no Espectro de Capacidade e os baseados no Deslocamento Global.

A metodologia HAZUS-MH 2.1 (FEMA, 2012) é considerada híbrida pois as curvas de capacidade são definidas em função de parâmetros de dimensionamento e por parâmetros propostos a partir de pareceres de especialistas. Também ao nível da determinação do valor mediano do deslocamento espectral e da variabilidade/incerteza para cada tipologia e para cada estado de dano, os valores determinados através dessa metodologia são obtidos através da combinação de dados de desempenho (através de testes efetuados aos elementos dos edifícios), de dados registados a partir da observação de danos nas estruturas após a ocorrência de sismos e de dados sugeridos por especialistas (FEMA, 2012; Pombo, 2014).

2.3.1. Vulnerabilidade e danos do edificado

Neste trabalho, a análise de risco é feita através de um método mecanicista tal como no trabalho de Carvalho *et al.* (2002), o denominado método do espectro de capacidade, *Capacity spectrum method*, (ATC e SSC, 1996), (ver secção 2.3 - II), com a finalidade de se implementar um procedimento baseado em deslocamentos impostos. Isto, para avaliar o desempenho sísmico de edifícios e dos respetivos danos estruturais, ou seja, estimar a máxima resposta sísmica dos edifícios (SD_{max} , SA_{max}) em termos de forças e deslocamentos com base na intersecção da curva de capacidade do edifício com o espectro de resposta que caracteriza a ação sísmica no local. Este procedimento, implementado no LNECLOSS, é semelhante ao adotado na “Metodologia para a Estimativa de Perdas em Consequência de Sismos”, HAZUS 99 (FEMA e NIBS, 1999), embora com algumas alterações introduzidas por Carvalho *et al.* (2002), nomeadamente a adoção de um procedimento iterativo estocástico não linear equivalente para estimar a resposta incremental das estruturas, com aumento do amortecimento efetivo refletindo a degradação da estrutura durante sua resposta cíclica, apresentado na secção 2.3 - II. Após a obtenção do ponto de desempenho, a probabilidade de ocorrência de cada estado de dano considerado pode ser estimada usando as curvas de fragilidade. Esta análise reflete assim, os desenvolvimentos mais recentes no domínio da Engenharia Sísmica (Simões *et al.*, 2015; Lamego *et al.*, 2016).

Para as aplicações deste trabalho convém definir o comportamento, a deficiência e a resistência sísmica.

O comportamento sísmico de um edifício é a resposta desse edifício face uma ação sísmica. Este comportamento é complexo dado que a sua resposta à ação sísmica resulta da combinação de múltiplos fatores relacionados com a estrutura resistente e as suas propriedades dinâmicas, com as propriedades mecânicas dos materiais, o comportamento dos elementos, e ainda com a geometria do edifício e a sua envolvente. A vulnerabilidade sísmica do edifício resulta, em última análise, da conjugação, no sentido favorável ou desfavorável, destes fatores (Candeias, 2008). Assim, torna-se fundamental conhecer o comportamento estrutural dos edifícios de modo a ser possível identificar e caracterizar com maior precisão as suas anomalias e vulnerabilidades (Ferrito, 2014).

A deficiência sísmica é definida como as condições que impedem que um edifício tenha um comportamento sísmico adequado. Esse objetivo pode ser alcançado mediante uma avaliação prescritiva, ou através do uso de padrões ou diretrizes baseadas em desempenho referentes a vários níveis definidos. Um edifício avaliado em relação a padrões destinados a minimizar os danos e permitir a ocupação logo após o evento pode ter significativamente mais deficiências do que o mesmo edifício avaliado apenas para evitar o colapso. No entanto, as técnicas para mitigar um determinado tipo de deficiência normalmente não dependem do objetivo de desempenho.

A resistência sísmica das estruturas depende, essencialmente, da capacidade dos seus elementos estruturais transmitirem às fundações as forças de inércia, induzidas pela ação do sismo, sem a ocorrência de colapso (Lopes, 2008).

No presente trabalho importa estudar o desempenho sísmico de edifícios em banda. A banda linear de um quarteirão é aqui definida como o conjunto de edifícios interligados entre si e dispostos em linha. A formação dessas bandas compostas de agregados dá-se da ligação entre edifícios adjacentes, através da partilha das paredes laterais. Em geral, dentro de uma banda, existem dois tipos de edifícios: edifícios centrais e edifícios de esquina (canto). Tanto os edifícios centrais, como os edifícios de canto são geralmente retangulares, com exceção de alguns irregulares.

Na análise do desempenho sísmico de edifícios em banda deve-se ter em conta os choques entre edifícios com andares “desfasados em altura”, consequência da topografia de implementação dos edifícios ou de alturas diferentes entre pisos dos edifícios adjacentes (Figura 2.7) (Ferrito, 2014).

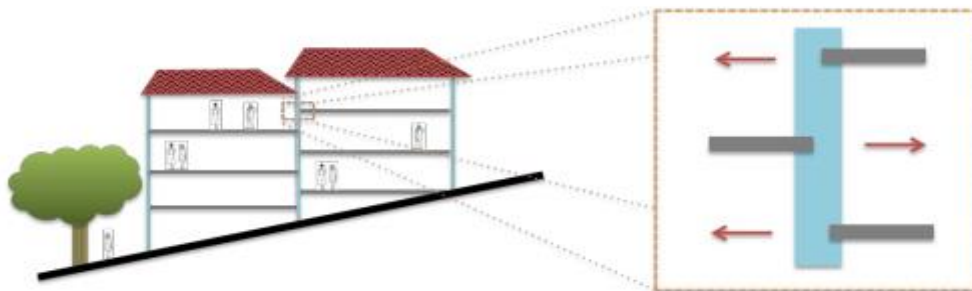


Figura 2.7 - Desfasamento em altura de edifícios (Ferrito, 2014)

2.3.1.1. Curva de capacidade

A curva de capacidade de um certo edifício representa uma relação generalizada força-deslocamento horizontais que sintetiza a envolvente do seu comportamento dinâmico não-linear quando sujeito a ações sísmicas de intensidade crescente, até situações próximas do colapso. Estas curvas são derivadas de análises estáticas não-lineares, análise *pushover*, e permitem, de forma expedita mas aproximada, determinar a resposta sísmica desse edifício dada a ocorrência de um determinado nível de intensidade da ação sísmica (Carvalho et al., 2002).

Pode-se assim dizer que, uma curva de capacidade é uma representação da relação força-deslocamento que define a capacidade resistente da estrutura, correspondente à resposta das estruturas no modo fundamental de vibração, que fornece a tendência simplificada do deslocamento no topo do edifício em função da força de corte na base ou esforço transversal global ao nível da fundação, possibilitando deste modo a comparação entre a capacidade de deformação do edifício e a solicitação de deformação dos efeitos da ação sísmica (Badoux, 1998; Bern, 2008; Pujades et al., 2010).

Construção da curva de capacidade

A metodologia FEMA e NIBS (1999) apresenta regras simples para definir curvas de capacidade num domínio de aceleração espectral (SA) versus deslocamento espectral (SD). Isto é, verificadas as hipóteses simplificativas do comportamento dinâmico não linear das estruturas através da normalização da massa da estrutura, constata-se que as curvas de capacidade, que caracterizam a resistência global dos edifícios a deslocamentos horizontais impostos ao longo da sua altura se caracterizam, num espaço de aceleração espectral SA versus deslocamento espectral SD, denominado *espectro de capacidade bilinear*, por três troços distintos limitados por dois pontos de controlo representativos da *capacidade de cedência (yield capacity)* (SD_y, SA_y) e da *capacidade última (ultimate capacity)* (SD_u, SA_u). Estes pontos servem de “fronteira” entre os diferentes comportamentos da estrutura, conforme se exemplifica na Figura 2.8 e se explica de seguida (FEMA e NIBS, 1999; Carvalho *et al.*, 2002; Sousa, 2006; FEMA, 2012):

1. Até ao ponto de cedência, a curva de capacidade do edifício é linear (caracteriza o comportamento elástico da estrutura) com uma rigidez estimada a partir do período real do edifício.
2. No ponto de cedência (SD_y, SA_y) a curva representa a resistência lateral do edifício antes de este iniciar a resposta não linear.
3. Entre o ponto de cedência e o ponto de capacidade última, a inclinação da reta vai diminuindo gradualmente até à horizontal, ou seja, a inclinação da curva de capacidade evolui de um estado essencialmente elástico para um estado totalmente plástico (comportamento não linear).
4. No ponto de capacidade última (SD_u, SA_u) a curva representa a resistência máxima do edifício a forças laterais. A aplicação de forças horizontais superiores a esta capacidade acarreta eventualmente o colapso do edifício.
5. Para além do ponto de capacidade última a curva de capacidade mantém-se horizontal podendo aplicar-se acréscimos de deslocamento sem aumento de aceleração espectral, caracterizando um comportamento plástico até à rotura.

Posto isto, apresenta-se na Figura 2.8 um exemplo de construção de uma curva de capacidade resistente média de uma tipologia construtiva para um determinado nível de severidade sísmica considerado no dimensionamento do edifício. Esta curva é representada no mesmo gráfico que define o espectro de resposta, em que no eixo das abcissas está representada a aceleração espectral (SA) e no eixo das ordenadas o deslocamento espectral (SD), no formato ADRS. Da intersecção entre a curva de capacidade e o espectro de resposta resulta o ponto de desempenho (estimativa da resposta sísmica máxima dos edifícios (SD_{max}, SA_{max})), traduzidas pelos dois pontos de controlo da curva, sendo este processo efetuado recorrendo ao Método do Espectro de Capacidade (*Capacity Spectrum Method*) (ATC e SSC, 1996; FEMA e NIBS, 1999). Neste exemplo, apresentam-se as coordenadas dos pontos de controlo de capacidade de cedência (*yield capacity*) e de capacidade última (*ultimate capacity*) do espectro de

capacidade bilinear, assim como os parâmetros que os permitem correlacionar, em que no eixo das ordenadas estão representados os valores da aceleração espectral (SA) e no eixo das abcissas os valores do deslocamento espectral (SD) para a capacidade de cedência (*yielding*).

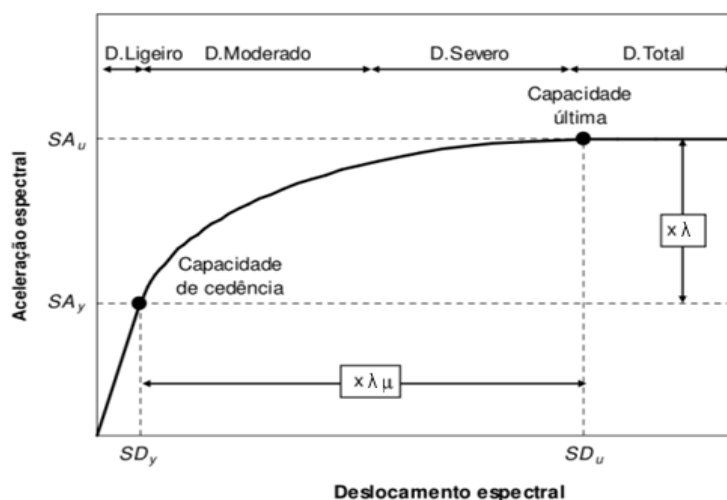


Figura 2.8 – Construção do espectro/curva de capacidade de uma tipologia, representada em aceleração (SA) e deslocamento (SD) espectrais (adaptado de Whitman *et al.*(1997), McGuire (2004) e Sousa (2006), e original de ATC e SSC (1996))

De acordo com Sousa (2006), na avaliação da vulnerabilidade sísmica de um conjunto de estruturas os procedimentos do método do espectro de capacidade não obrigam, necessariamente, que as curvas de capacidade resistente sejam obtidas por análises *pushover* para cada estrutura individual (Giovinazzi e Lagomarsino, 2004). Por exemplo, como acima verificado de acordo com o trabalho de (Carvalho *et al.*, 2002), a metodologia HAZUS 99 (FEMA e NIBS, 1999; FEMA, 2012) engloba regras expeditas para a construção de curvas de capacidade, diretamente em coordenadas de aceleração espectral *versus* deslocamento espectral, válidas para tipologias construtivas e tendo em consideração aspetos ligados ao dimensionamento sísmico das estruturas e as curvas de capacidade definidas como acima mencionadas.

E assim, de forma expedita, estimam-se as curvas de capacidade baseadas nos principais aspetos ligados ao desempenho sísmico de um edifício tendo em consideração os níveis do seu dimensionamento sísmico.

No entanto, de acordo com Carvalho *et al* (2002), na avaliação do desempenho sísmico de um edifício à custa do seu dimensionamento sísmico há que ter em atenção diversos aspetos. Assim, os valores da capacidade de cedência e última reais anteriormente mencionados são geralmente superiores aos respetivos valores de cálculo no caso de os edifícios terem sido projetados de acordo com um regulamento sismo-resistente, havendo que considerar todos os fatores de sobre-resistência presentes nos processos regulamentares de dimensionamento de edifícios. Além disso, na estimativa do período real dos

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

edifícios devem considerar-se a rigidez fendilhada dos elementos estruturais de betão e alvenaria e a deformabilidade das fundações. Estes aspetos, entre outros, são muitas vezes desprezados na análise estrutural para efeitos de obtenção dos esforços de dimensionamento, mas devem ser considerados quando o objetivo é proceder a uma avaliação do comportamento sísmico real das estruturas.

Assim, com base em FEMA e NIBS (1999) e Whitman *et al.* (1997), os valores das capacidades de cedência (SD_y, SA_y) e última (SD_u, SA_u) exprimem-se por:

$$SA_y = \frac{\gamma \times C_s}{\alpha_1}, \quad SD_y = SA_y \times g \times \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 \quad (2.4)$$

$$SA_u = \lambda \times SA_y, \quad SD_u = \mu \times \lambda \times SD_y \quad (2.5)$$

Em que:

SA_y - aceleração espectral para a capacidade de cedência;

SA_u - aceleração espectral para a capacidade última;

SD_y - deslocamento espectral para a capacidade de cedência;

SD_u - deslocamento espectral para a capacidade última;

γ - fator de sobre resistência que relaciona a capacidade de cedência real com a capacidade de cálculo;

C_s - coeficiente sísmico que corresponde ao valor estimado para a resistência de cálculo a forças horizontais, normalizada pelo peso total dos edifícios de dada tipologia (fração do peso do edifício);

α_1 - fração do peso dos edifícios de dada tipologia que participa no seu modo de vibração fundamental;

g - aceleração da gravidade;

T_e - o período do modo de vibração fundamental dos edifícios de dada tipologia (em segundos).

λ - fator de sobre resistência que relaciona a capacidade última com a capacidade de cedência;

μ - fator de ductilidade que relaciona o deslocamento último com λ vezes o deslocamento correspondente à cedência.

Na metodologia HAZUS 99 (FEMA e NIBS, 1999), os parâmetros que estão relacionados com a resistência de dimensionamento e a ductilidade, C_s e μ respetivamente, dependem do nível de segurança preconizado pelo regulamento sismo-resistente (nível de severidade sísmica considerada no dimensionamento) e são função da tipologia construtiva, enquanto que os restantes parâmetros, T_e , α_1 , γ e λ , não dependem do nível de dimensionamento sísmico sendo apenas função da tipologia construtiva (Carvalho *et al.*, 2002; Sousa, 2006; Pombo, 2014).

Note-se que, no contexto dos estudos de risco sísmico, todos os valores acima apresentados referem-se a valores medianos, pois as curvas de capacidade traduzem uma gama de propriedades possíveis de edifícios pertencentes a uma dada tipologia. Assim, a avaliação do desempenho sísmico estrutural é feito através de curvas de capacidade medianas, semelhantes àquelas que constam da Figura

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

2.8, não se considerando distribuições de probabilidade naquelas avaliações. Em geral, nestes estudos, a incerteza nas estimativas de danos causados por sismos é contemplada nas curvas de fragilidade (Carvalho *et al.*, 2002; Sousa, 2006).

2.3.1.2. Curva de fragilidade sísmica

A curva de fragilidade sísmica F_D , também característica de uma dada tipologia construtiva com vulnerabilidade V , define a relação entre a intensidade sísmica e o dano em termos da probabilidade condicional de um determinado nível de dano ou perda ser igualado ou excedido, para uma dada severidade da ação sísmica. A intensidade da ação sísmica I , traduzida por uma medida de intensidade (IM – *Intensity Measure*) pode ser medida, por exemplo, em termos do valor de pico da aceleração do solo (PGA), o valor de pico da velocidade do solo (PGV), o valor de pico do deslocamento do solo (PGD), a aceleração espectral (SA), a velocidade espectral (SV) ou o deslocamento espectral (SD). Aqui, os níveis de dano exprimem-se numa escala discreta de 0 a N_D e as N_D+1 curvas de fragilidade são descritas matematicamente através da equação (2.6) (Sousa, 2006; Barbat *et al.*, 2009; Kaynia *et al.*, 2013; Lamego, 2014; Pombo, 2014; Lamego *et al.*, 2016; Kishore e Thampan, 2017).

$$F_D(d, I) = P_D(D \geq d | I) \quad \text{tal que } D \in \{0, 1, \dots, N_D\} \quad (2.6)$$

Em que:

D - dano ou perda

I - ação sísmica

d - nível de dano

F_D - curva de fragilidade sísmica

P_D - probabilidade condicional de atingir um dado nível de dano

N_D - número total de níveis de dano

A função massa de probabilidade do dano D , condicionada pela intensidade I , e válida para uma dada tipologia construtiva com vulnerabilidade V , vem dada por (Chen e Scawthorn, 2003; Sousa, 2006):

$$P_D(D = d | I) = \begin{cases} 1 - F_D(d+1, I) & d = 0 \\ F_D(d, I) - F_D(d+1, I) & 1 \leq d < N_D \\ F_D(N_D, I) & d = N_D \end{cases} \quad (2.7)$$

Dependendo do tipo de método de avaliação da vulnerabilidade sísmica escolhido, os valores das probabilidades da expressão anterior são obtidos pelo processamento da informação sobre levantamentos de danos pós-sismo e/ou pelo recurso à opinião de especialistas, ou ainda como resultados de modelos analíticos de análise estrutural, etc. (Sousa, 2006).

Em estudos de risco sísmico a função massa de probabilidade indicada em (2.7) é usualmente descrita por uma matriz de probabilidade de dano, MPD, válida para uma tipologia construtiva de vulnerabilidade V , e que pode ser descrita matematicamente através da equação (2.8) (Sousa, 2006).

$$MPD(d, I) = P_D (D = d | I) \quad (2.8)$$

Em que:

D - dano ou perda

I - ação sísmica

d - nível de dano

P_D - probabilidade condicional de atingir um dado nível de dano

MPD - matriz de probabilidade de dano

A matriz de probabilidade de dano representa deste modo, a relação discreta da probabilidade condicional de atingir um nível de dano devido a uma ação sísmica, ou seja, expressam de forma discreta, a probabilidade condicional $P_D (D = d | I)$ de, para cada classe de vulnerabilidade, se obter um nível de dano d , devido a uma intensidade sísmica I (Whitman, Reed e Hong, 1974; Calvi *et al.*, 2006; Barbat *et al.*, 2009; Lang, 2012; Pombo, 2014). Calvi, Magenes e Pinho (2005), consideram que o conceito de uma MPD está associado à ideia de que os edifícios pertencentes a uma dada tipologia construtiva têm a mesma probabilidade de se encontrar num determinado estado de dano, face ao mesmo nível de ação sísmica.

Cada linha da matriz de probabilidade de dano representa a função massa de probabilidade dos danos, para uma dada tipologia de edifícios, condicionada por um nível de intensidade, de tal forma que (Sousa, 2006):

$$\sum_d MPD(d, I) = 1 \quad (2.9)$$

A função de distribuição cumulativa, ou a função de fragilidade sísmica, obtém-se acumulando os valores da matriz de probabilidade de dano em cada linha de intensidade fixa (Sousa, 2006).

Graficamente as matrizes de probabilidade de dano costumam ser ilustradas por gráficos de barra segundo as linhas ou as colunas da matriz de probabilidade de dano, ou seja, com os níveis de dano em abcissas, para uma dada intensidade macrossísmica, ou com as intensidades macrossísmicas em abcissas, para um nível de dano fixo (ver Figura 2.10 direita). Também as curvas de fragilidade podem ser representadas em função do dano ou das intensidades, embora, neste caso, seja mais comum a ação sísmica surgir nas abcissas (Sousa, 2006) (ver Figura 2.10 esquerda).

No desenvolvimento das curvas de fragilidade poderão distinguir-se alguns passos principais a considerar, tais como: a tipologia estrutural a considerar (definição de uma taxonomia), a definição dos

estados de dano bem como os parâmetros que permitem determinar os estados limite de dano, o parâmetro de medida da intensidade sísmica e a contabilização de incertezas (Pombo, 2014).

As curvas de fragilidade obtidas analiticamente são determinadas através de análises estáticas ou dinâmicas não lineares de modelos estruturais, sendo a ação sísmica representada por um espectro de resposta, que define o cenário sísmico no primeiro caso e acelerogramas no segundo (Kaynia *et al.*, 2013; Pombo, 2014). A determinação das curvas de fragilidade por intermédio de métodos analíticos e recorrendo a análises estáticas não lineares é deste modo, precedida pela definição do espectro de resposta, pela determinação da curva de capacidade e do ponto de desempenho da estrutura, sendo a ação sísmica definida através do espectro de resposta inelástico, no formato aceleração espectral, S_a – deslocamento espectral, S_d (Pombo, 2014).

Construção da curva de fragilidade

A partir dos espectros de capacidade, podem ser usadas técnicas simplificadas para produzir curvas de fragilidade (Barbat 2010). Por exemplo, na metodologia HAZUS 99 (FEMA e NIBS, 1999)(ver secção 2.2.2), as curvas de fragilidade assumem a forma de funções densidade de probabilidade com distribuição lognormais que visam exprimir a probabilidade de uma determinada tipologia se encontrar em, ou exceder, um determinado estado de dano, d , dada uma ação sísmica de determinada severidade (Sousa, 2006; Costa *et al.*, 2010). Nesta metodologia, o parâmetro de Medida de Intensidade sísmica (IM) é o deslocamento espectral (S_d).

A expressão seguinte define as distribuições de probabilidade condicional utilizadas:

$$P_D(D \geq d | SD) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_d} \ln \left(\frac{SD}{\overline{SD}_d} \right) \right] \quad (2.10)$$

Em que:

P_D - probabilidade condicional de atingir um nível de dano;

D - dano ou perda;

d - nível de dano;

Φ – é a função cumulativa de uma distribuição Gaussiana reduzida;

SD - deslocamento espectral;

\overline{SD}_d - o valor mediano do deslocamento espectral (ou de outro parâmetro da ação sísmica) para o qual o edifício representativo de dada tipologia tipo atinge o limiar do estado de dano d ;

β_d - representa o desvio padrão do logaritmo neperiano do deslocamento espectral para o estado de dano d . Este descreve a variabilidade total dos estados de dano das curvas de fragilidade e quantifica as fontes de incerteza mencionadas na secção 2.2.2.

Determinação dos valores medianos das curvas de fragilidade

Os valores medianos (também chamados de limiares de dano), \overline{SD}_d , das funções densidade de probabilidade com distribuição lognormais, das curvas de fragilidade das componentes estruturais são estimados a partir dos deslocamentos relativos entre pisos (*drift ratios*) do edifício correspondentes ao limiar dos estados de dano e contemplam o dimensionamento e o desempenho sísmico das tipologias construtivas. Assim, os deslocamentos relativos são convertidos em deslocamentos espectrais ou seja no valor mediano do deslocamento espectral para o qual o edifício representativo de dada tipologia tipo atinge o limiar do estado de dano d (para cada estado limite de dano), recorrendo-se à seguinte equação (Carvalho et al., 2002):

$$\overline{SD}_d = \delta_d \times \alpha_2 \times h \quad (2.11)$$

Em que:

\overline{SD}_d - o valor mediano do deslocamento espectral (ou de outro parâmetro da ação sísmica) para o qual o edifício representativo de dada tipologia tipo atinge o limiar do estado de dano d ;

δ_d - representa o coeficiente de deslocamento relativo entre pisos (*drift ratios*) correspondente ao estado de dano d ;

α_2 - é a fração da altura dos edifícios de dada tipologia que participa no seu modo de vibração fundamental;

h - representa a altura média dos edifícios de uma dada tipologia.

Os valores do δ_d , α_2 , e h encontram-se tabelados e são função da tipologia construtiva e do nível de severidade sísmica considerada no dimensionamento da estrutura (FEMA, 2012).

Note-se que, no contexto dos estudos de risco sísmico, tal como os parâmetros necessários para o cálculo das coordenadas das curvas de capacidade, todos os valores acima apresentados (δ_d , α_2 e h) referem-se a valores medianos, pois as curvas de fragilidade traduzem uma gama de propriedades possíveis de edifícios pertencentes a uma dada tipologia.

Tendo os valores medianos do deslocamento espectral para cada estado limite de dano, representativo de dada tipologia e do correspondente ponto de desempenho, as funções densidade de probabilidade com distribuição lognormal são então utilizadas para obter a probabilidade dessa tipologia se encontrar em, ou exceder, cada estado de dano, d , dada uma ação sísmica de determinada severidade.

Apresenta-se na Figura 2.9 um exemplo de curvas de fragilidade típica de um edifício para os cinco estados de dano (ausência de dano (representado a azul, a curva de fragilidade é trivialmente igual a um), dano ligeiro, dano moderado, dano extenso e total), em que está representado ao longo do eixo das abcissas a medida de intensidade (MI) (que poderá ser por exemplo: o valor de pico da aceleração do solo (PGA) em g, o valor de pico da velocidade do solo (PGV), o valor de pico do deslocamento do solo (PGD), a aceleração espectral (SA) em cm ou o deslocamento espectral (SD) também em cm), e ao longo do eixo das ordenadas a probabilidade de se encontrar em, ou exceder, cada um dos estados limites de dano.

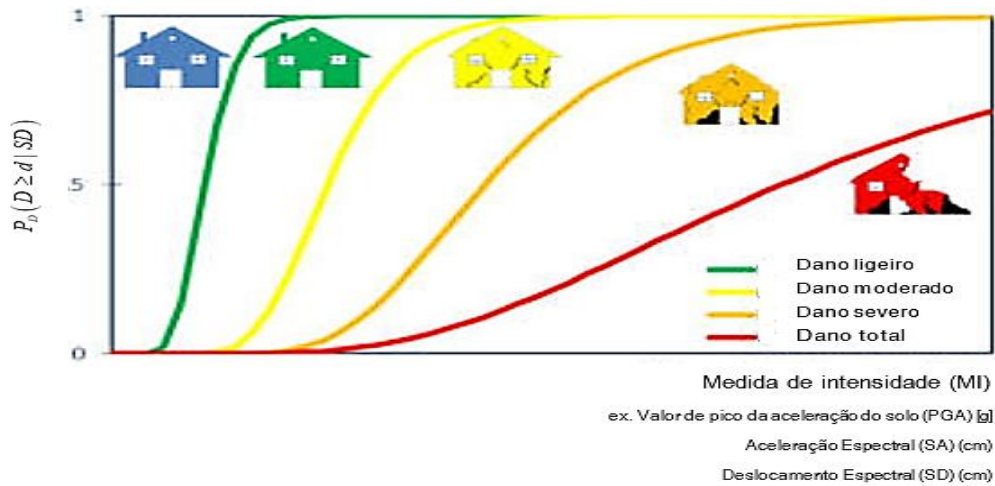


Figura 2.9 - Curvas de fragilidade típica (adaptado de NORSAR (2017))

As curvas de fragilidade, ao mesmo tempo que fornecem uma representação da probabilidade de excedência em relação à aceleração espectral ou deslocamento relacionado, delimitam os vários estados de dano e, assim, definem os limites dos estados de dano (Kircher *et al.*, 1996; Sousa, 2006).

Na Figura 2.9, as “linhas” que delimitam a transição entre cada um dos estados de dano (fronteira entre dois estados de dano) é designada por limite do estado de dano ou estado limite de dano, obtendo-se assim, para a figura em questão, quatro limites do estado de dano: limite do estado de dano leveiro (que indica onde termina o estado de ausência de dano e se inicia o estado de dano leveiro) representado a verde, e os limites do estado de dano moderado, severo e dano total, que possuem significado idêntico. Ao conjunto dessas “linhas” é atribuída a designação de curvas de fragilidade, sendo que cada uma delas é caracterizada por um valor mediano de deslocamento espectral ou aceleração espectral, e pelo valor do desvio-padrão (que tem em conta a variabilidade ou incerteza associada ao limite do estado de dano considerado) (FEMA e NIBS, 2003; Lamego, 2014).

Assim, numa metodologia em que se considere n estados de dano, serão considerados $(n-1)$ estados limite de dano. Os valores e/ou critérios que permitem definir quais os valores da Medida da Intensidade sísmica para cada um dos estados limite de dano considerados também difere consoante as metodologias existentes (Pombo, 2014).

Na Figura 2.10 (esquerda) apresenta-se um exemplo de curvas de fragilidade de determinada estrutura, para os cinco estados de dano contemplados pela metodologia HAZUS 99 (FEMA e NIBS, 1999): ausência de danos, dano leveiro, dano moderado, dano severo e dano total, em que o parâmetro Medida da Intensidade sísmica é o deslocamento espectral, e as curvas de fragilidade são definidas por uma função de distribuição lognormal condicionada à resposta máxima de cada edifício, referido como $SD_{max} \equiv SD$. Ao longo do eixo das abcissas está representado o deslocamento espectral e ao longo do eixo das ordenadas a probabilidade de se encontrar em, ou exceder, cada um dos estados limites de dano.

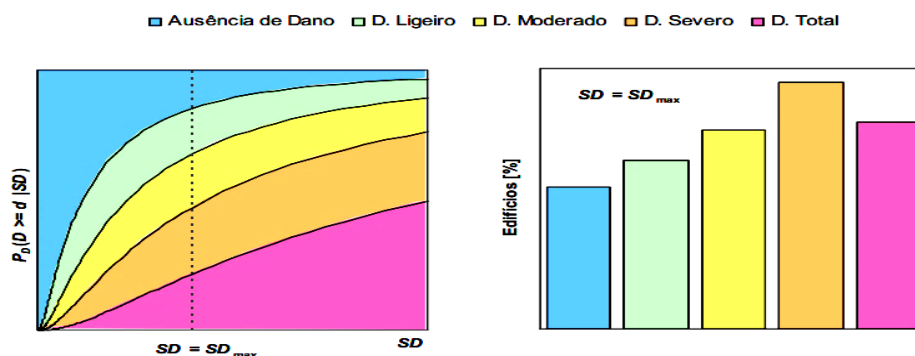


Figura 2.10 - Esquerda: curvas de fragilidade para os estados de dano Ligeiro, Moderado, Severo e Total, em função do deslocamento espectral; direita: Matriz de probabilidade de dano para um determinado deslocamento espectral X ($SD=SD_{max}$) (Sousa, 2006)

Em estudos de risco sísmico, é usual interpretar a probabilidade de certa tipologia se encontrar num determinado estado de dano como a percentagem de edifícios, dessa tipologia, que se encontra nesse estado de dano, quando sujeitos a um determinado nível de ação sísmica (MPD) (ver Figura 2.10 direita). Conhecidos os quantitativos dos elementos em risco na região em análise é possível contabilizar o número de edifícios, em cada estado de dano, para a severidade da ação sísmica especificada (Sousa, 2006). Admitindo que a estrutura apresenta determinado valor X ($SD=SD_{max}$) de deslocamento espectral referente ao ponto de desempenho para a intensidade de ação sísmica considerada, a probabilidade de se obter cada um dos estados de dano para o deslocamento espectral de valor X (a matriz de probabilidade de dano) é a apresentada no exemplo gráfico de barras da Figura 2.10 (direita), em que ao longo do eixo das abcissas está representado o deslocamento espectral e ao em longo do eixo das ordenadas a percentagem de edifícios.

Tal como se pode verificar, existe uma estreita relação entre as matrizes de probabilidade de dano e as curvas de fragilidade. As curvas de fragilidade caracterizam o dano de uma estrutura para qualquer intensidade da ação sísmica, enquanto as matrizes de probabilidade de dano correspondem a um ponto concreto das curvas de fragilidade. No entanto, estas duas formas de quantificar o dano das estruturas são reconhecidas como métodos diferentes, embora equivalentes (Barbat *et al.*, 2009).

Um ponto na curva da Figura 2.9 ou Figura 2.10 (esquerda), representa deste modo, a probabilidade de excedência de estado de dano para uma dada intensidade sísmica. Estes estados de dano podem ser deriva lateral, cisalhamento de base, deriva do andar, etc. Sendo uma ferramenta eficiente para estudar a vulnerabilidade sísmica de uma estrutura, a curva de fragilidade é desenvolvida a partir de múltiplas curvas IDA (Kishore e Thampan, 2017).

Pode-se assim dizer que, as curvas de fragilidade são elementos essenciais no estudo/avaliação do risco sísmico pelo facto das mesmas relacionarem a probabilidade de uma estrutura atingir ou exceder um determinado estado de dano para uma dada intensidade sísmica.

2.3.1.3. Curva de vulnerabilidade sísmica de edifícios

A curva de vulnerabilidade sísmica de uma determinada tipologia construtiva com vulnerabilidade V , é definida pelos valores esperados E , da variável dano ou perda D em função da severidade da ação sísmica I (equação (2.12)) e reflete também a falta de resistência de um edifício ou de um conjunto de edifícios face a um sismo (Sousa, 2006; Lamego, 2014).

$$E(D | I) = \sum_{d=0}^{N_D} d.MPD(d, I) \quad (2.12)$$

Em que:

E - valor esperado

D - dano ou perda

I - ação sísmica

d - nível de dano

N_D - número total de níveis de dano

MPD - matriz de probabilidade de dano

Note-se que as diferentes curvas de vulnerabilidade são definidas, tendo em conta a utilização de vários parâmetros, assim como a recolha de dados de diversos locais para considerar a ação sísmica (Sousa, 2006). Na Figura 2.11 apresenta-se um resumo da compilação estatística de danos causados por 30 sismos apresentada por *Tiedemann* (1992).

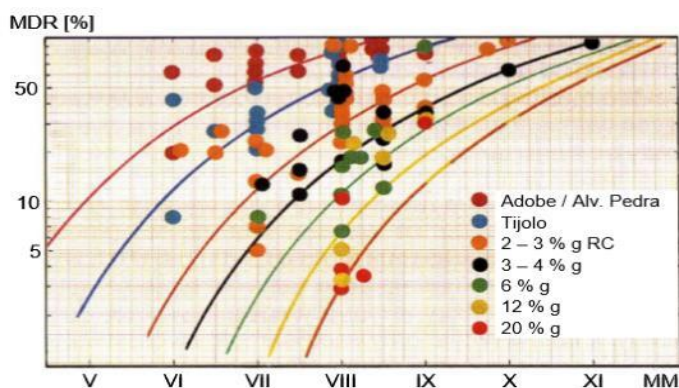


Figura 2.11 - Curvas de vulnerabilidade de edifícios (*Tiedemann*, 1992) in Sousa (2006). Em que no eixo das abcissas está representada a medida de intensidade sísmica na escala de Mercalli Modificada (IMM) e no eixo das ordenadas a percentagem da razão de danos médios (MDR)

O autor estabeleceu uma correlação geral entre a razão de danos médios, MDR, a intensidade de Mercalli Modificada e a classe de vulnerabilidade dos edifícios, traduzida pelo respetivo coeficiente sísmico de dimensionamento, C_s , no caso dos edifícios de betão armado, e obteve a curva de vulnerabilidade apresentada na Figura 2.11, em que está representado ao longo do eixo das abcissas a medida de

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

intensidade sísmica na escala de Mercalli Modificada, IMM, e ao em longo do eixo das ordenadas a razão de danos médios, MDR (Sousa, 2006).

A razão de danos, DR, é definida como o custo de reparação dos danos provocados por um sismo sobre um conjunto homogéneo de edifícios pertencentes a uma dada tipologia construtiva, normalizado pelo valor global desses mesmos edifícios à data do sismo e que também se designará por custo de reparação normalizado (Sousa, 2006).

Esta grandeza é uma medida de danos relativos que depende da intensidade do movimento sísmico no local, e é válida para uma dada tipologia em risco de vulnerabilidade. A razão de danos não é uma grandeza determinística, pois edifícios com vulnerabilidade idêntica e em condições semelhantes, podem sofrer danos diferentes. Desta forma, a variável DR é aleatória e é descrita, para uma dada tipologia de vulnerabilidade V , por uma distribuição de probabilidade condicional e apresentada na equação (2.13) (Sousa, 2006).

$$P_{DR}(DR \leq dr | I) \quad (2.13)$$

Em que:

DR - razão de danos

P_{DR} - probabilidade condicional de atingir a razão de dano

I - intensidade sísmica

dr - nível de dano relativo

O valor esperado desta distribuição condicional é vulgarmente conhecido por razão de danos médios, $MDR(I) = E(DR | I)$, ou seja, é o valor médio do custo de reparação normalizado de um edifício pertencente a uma dada tipologia vulnerável, V , após a ocorrência de um sismo com intensidade I no local. As curvas de MDR em função da intensidade do movimento sísmico traduzem as curvas de vulnerabilidade sísmica de uma dada tipologia (Figura 2.11).

Sousa (2006) considera a adoção deste modelo de dano para a avaliação de risco como sendo muito simplista, pois limita-se ao traçado de curvas que correlacionam perdas médias com a intensidade macrossísmica, parametrizadas pelo coeficiente sísmico, C_s , no caso das tipologias de betão armado. Nota que os dados subjacentes a estas curvas (Figura 2.11) têm uma dispersão muito elevada, pois baseiam-se em estatísticas mundiais de danos, correspondendo por isso as tipologias construtivas muito abrangentes e pouco homogéneas, apesar das correções introduzidas por *Tiedemann* (1992) relativamente à influência das condições do solo. E nota também a carência de dados para intensidades elevadas e para edifícios de maior qualidade. No entanto, considera esta classificação facilmente aplicável, ainda que de forma pouco discriminante, ao parque habitacional de Portugal Continental.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Sousa *et al.* (1997) ajustaram um modelo matemático às estatísticas de danos compiladas por Tiedemann (1992), para descrever a vulnerabilidade sísmica média das tipologias construtivas do edificado Português. Este modelo encontra-se representado na equação (2.14) e é escrito em função do coeficiente sísmico, C_s . Os autores utilizaram o coeficiente sísmico C_s , tal como ele é considerado no dimensionamento estrutural dos edifícios, para traduzir, numa única variável, a vulnerabilidade de cada uma destas classes, coeficiente este, que por vez varia na razão inversa da vulnerabilidade V de uma dada classe de vulnerabilidade.

$$MDR(I, C_s) = e^{a_1(I)} \cdot C_s^{a_2(I)} \quad (2.14)$$

Sendo:

MDR - razão de danos médios

I - intensidade sísmica

C_s - coeficiente sísmico medido em percentagem.

Em que $a_1(I)$ e $a_2(I)$ são dados por:

$$\begin{aligned} a_1(I) &= 0.0188 \cdot I^3 - 0.5884 \cdot I^2 + 6.3515 \cdot I - 18.822 \\ a_2(I) &= 0.0104 \cdot I^3 - 0.3047 \cdot I^2 + 3.1560 \cdot I - 11.938 \end{aligned} \quad (2.15)$$

Segundo Sousa (2006), o modelo apresentado por estes autores é facilmente adequado à análise de perdas em edifícios nos projetos de engenharia, pois os valores dos coeficientes sísmicos podem ser estimados com base em conhecimentos empíricos de especialistas.

2.4. Avaliação de risco sísmico

O estudo de risco sísmico tem por objetivo avaliar e estimar os perigos, as perdas sociais, económicas e ambientais, e os danos expetáveis de um determinado evento sísmico devido a ação sísmica. E contribuir para uma melhor e consciente tomada de decisão na gestão de riscos, no que respeita à ação sísmica, identificando as fraquezas dos elementos expostos e a sua evolução no tempo, cooperando deste modo, para uma escolha precisa de estratégias de reforço e a mitigação de risco sísmico (Carreno, Cardona e Barbat, 2007; Barbat *et al.*, 2009).

Tal como referido na secção 2.3, muitos estudos têm sido desenvolvidos em todo o mundo sobre a avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios existentes, mas ainda é necessário o desenvolvimento de procedimentos orientadores para a análise e gestão do risco sísmico na escala urbana (Vicente, Ferreira e Maio, 2014; Lamego *et al.*, 2016).

Para a avaliação de risco sísmico, existem várias abordagens de análise sísmica, incluindo métodos estáticos e dinâmicos. Devido às dificuldades na previsão de sismos e sua natureza aleatória,

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

várias análises probabilísticas foram propostas na análise de respostas sísmicas de construção. Além das incertezas nas cargas sísmicas, as incertezas associadas ao material de construção, ao processo de projeto, à geometria do edifício e à construção também levarão ao uso da probabilidade para prever as respostas do edifício (Kishore e Thampan, 2017).

Além das abordagens probabilísticas, a avaliação de risco sísmico também pode ser baseada em abordagens determinísticas, por exemplo o HAZUS (FEMA e NIBS, 2003) e CAPRA (Cardona *et al.*, 2012), em que as diversas características envolvidas na análise (risco sísmico, vulnerabilidade, exposição e desagregação de perdas) são tomadas de acordo com diferentes modelos. Em relação aos procedimentos probabilísticos, pode-se fazer referência ao trabalho de Gálvez *et al* (2015), em que o perigo sísmico é representado através de um conjunto de cenários estocásticos, e as funções de vulnerabilidade são definidas para classes gerais de construção. Então, o risco sísmico é avaliado em termos da curva de excedência de perdas, ou curvas de fragilidade sísmica, da qual derivam outras métricas de risco probabilísticas. E em relação aos procedimentos determinísticos pode-se fazer referência ao trabalho de Lamego *et al.* (2016).

Existe um grande número de métodos para a estimar perdas devido a ação sísmica (Blume, Scholl e Lum, 1977; ISO, 1983; ATC-13, 1985; ATC-36, 1997; NRC, 1999; Barbat *et al.*, 2009). Foram também desenvolvidos alguns *software* de estimativa de perda devido a ação sísmica, sendo o exemplo mais notável o software HAZUS (FEMA, 2012). Outros *softwares* foram desenvolvidos para outras regiões do mundo, por exemplo, SELENA (*Seismic Loss Estimation Logic Tree Approach* - Estimativa de Perdas Sísmicas usando uma Abordagem de Árvore Lógica) pode ser aplicada em qualquer parte do mundo (Molina e Lindholm, 2005; Molina, Lang e Lindholm, 2010); DBELA (*Displacement-Based Earthquake Loss Assessment*- Avaliação de perda devido a ação sísmica baseada em deslocamento) para a Europa (I.E. Bal, Crowley e Pinho, 2008), EQRM (*Earthquake Risk Model* - *software* para modelar (estimar) o risco sísmico, desenvolvida pela Agência Geoscience Australiana) para a Austrália (Robinson, Fulford e Dhu, 2006), TELES (*Taiwan Earthquake Loss Estimation System* - Sistema de estimativa de perda devido a sismo de Taiwan) para Taiwan (Yeh, Loh e Tsai, 2006) e LNECLOSS para Portugal (Costa *et al.*, 2004).

Sendo de extrema importância no estudo do risco sísmico, o desenvolvimento e a aplicação efetiva de regulamentação sísmo-resistente assim como as recomendações específicas, para o projeto e construção de estruturas em zonas sísmicas têm como objetivo salvaguardar a segurança dessas estruturas relativamente a danos que envolvam, nomeadamente, perdas de vidas humanas e limitar os danos materiais, através da descrição das características que as estruturas devem possuir para que a probabilidade de colapso ou danos severos seja minimizada. Devendo também assegurar o funcionamento das instalações e equipamentos importantes (Sousa, 2006; Câmara, 2010; Ferreira, 2012).

Tal como se sabe, e já referido inicialmente, no território de Portugal registaram-se, ao longo do tempo, vários episódios de atividade sísmica com consequências sociais, económicas, e patrimoniais em diversas localidades do país. O mais notório e catastrófico data de 1755 e é considerado por vários autores

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

como um dos maiores sismos da história e um marco de mudança muito importante na engenharia sísmica (Oliveira, 2008a; SPES, 2014).

O sismo de 1755 veio mostrar a fragilidade da construção tradicional em alvenaria, com a sua reduzida capacidade de absorção e dissipação da energia libertada e, alertar para a necessidade de repensar as técnicas construtivas. No processo de reconstrução de Lisboa, após o sismo, as questões relacionadas com a segurança dos edifícios foram amplamente estudadas, e alguns conceitos inovadores de resistência estrutural aos sismos (técnicas da construção antissísmica) foram testados e implementados, visando fornecer resistência e dissipação de energia adequadas com respeito as ações sísmicas, e desde essa altura que em Portugal, houve uma evolução significativa em relação aos materiais e processos de construção, e principalmente a evolução das exigências de segurança sísmica das construções (regulamentação para a resistência sísmica). Assim, pode-se dizer que o sismo de 1755, conduziu às técnicas da construção antissísmica rigidamente aplicada na reconstrução de Lisboa (Ramos e Lourenço, 2004). No entanto, só 200 anos após o sismo de 1755 que em Portugal dão-se os primeiros passos na Engenharia Sísmica, e surge a primeira regulamentação antissísmica nacional. Deste modo, os regulamentos nacionais só a partir de 1958, com a entrada em vigor do RSCCS (RSCCS, 1958) , é que dotaram os projetistas de estruturas de ferramentas capazes de promoverem a segurança das construções face à ação dos sismos. Desde a entrada em vigor do RSCCS (RSCCS, 1958), até à atualidade, a legislação tem evoluído face aos desenvolvimentos ocorridos ao nível da engenharia sísmica.

À medida que o tempo passou, sucessivas modificações estruturais significativas, assim como a degradação material introduziram fraquezas no sistema estrutural, diminuindo a resistência dos edifícios às ações sísmicas. As modificações estruturais foram feitas com uma clara ausência de uma política de análise global e introdução de materiais com características mecânicas não compatíveis com os materiais originais. Nos casos em que a segurança contra as ações sísmicas é claramente insuficiente, parece aconselhável como medidas preventivas, amarrar os prédios com varões de aço ou fortalecer os pisos de madeira, especialmente levando em consideração as conexões com as paredes de alvenaria (Ramos e Lourenço, 2004; Bento, 2009).

A análise de risco sísmico aqui aplicada tem como objetivo a estimativa dos danos aos edifícios e as perdas associadas em caso de ocorrência de fenómenos sísmicos, simulados por cenários (perto e afastado). E com base nesses danos definir as estratégias de reforço sísmico mais adequadas.

2.5. Intervenções estruturais

Várias são as razões que assistem à necessidade de intervir nas estruturas existentes. A título de exemplo, podem referir-se as seguintes: edifícios com valor patrimonial elevado; edifícios estratégicos (hospitais, centrais de telecomunicações, etc.); pontes e viadutos em vias de acesso estratégicas; estruturas dimensionadas com base em regulamentos anteriores; valor de projeto da ação sísmica inferior

ao atual; e as estruturas com fraca resistência à ação sísmica devido a deficiências de conceção, projeto e/ou execução. A intervenção em estruturas existentes, em particular nos edifícios antigos, deve procurar corrigir os fatores de vulnerabilidade e melhorar o comportamento estrutural (Costa, 2017).

Sempre que surge a necessidade de intervir num edifício existente, a primeira atitude a tomar deve ser a realização de um estudo prévio que tenha em conta a análise dos seguintes fatores: a tipologia estrutural do edifício, a utilização do mesmo (habitação, comércio, serviços, etc.), o seu valor patrimonial (histórico, religioso ou cultural), o grau de conservação (bem conservado, pouco ou muito degradado, etc.) e o período de vida útil (os materiais já ultrapassaram o seu período de vida útil? Se sim, em quanto e qual o seu grau de conservação).

As decisões a tomar relativamente à intervenção sobre um edifício, como a escolha do tipo e a técnica de intervenção a efetuar devem basear-se nas conclusões obtidas na avaliação da estrutura e/ou da natureza e extensão dos danos, dependendo em grande parte dos fatores acima descritos, muito embora o fator económico seja muitas vezes condicionante (Candeias, 2008; Lamego, 2014). E segundo Candeias (2008), deve-se também, ter em consideração os seguintes aspetos [EC8-3, 2005]: i) devem ser corrigidos todos os erros locais grosseiros que sejam identificados; ii) no caso dos edifícios muito irregulares, em termos da distribuição tanto da rigidez como da resistência, deve ser melhorada a regularidade estrutural, tanto quanto possível, em planta e em altura; iii) as características requeridas de regularidade e resistência podem ser alcançadas através da modificação da resistência e/ou rigidez de um número apropriado de elementos existentes ou da introdução de novos elementos estruturais; iv) deve ser aumentada a capacidade em ductilidade local onde necessário; v) o aumento da resistência após a intervenção não deve reduzir a ductilidade global disponível; vi) no caso específico dos edifícios de alvenaria devem ser substituídos os lintéis não dúcteis, melhoradas as ligações entre as paredes e os pavimentos e eliminados os impulsos horizontais sobre as paredes.

2.5.1. Reforço sísmico

A prática de melhorar o desempenho sísmico de edifícios existentes é conhecida de diversas formas como reabilitação sísmica, adaptação sísmica, técnica de reforço ou soluções de reforço sísmico.

O reforço sísmico consiste na aplicação de soluções às estruturas que necessitam de intervenção, atendendo a que devem ser minimizadas as interferências no aspeto estético, garantindo a noção de conservação do património e tendo em conta a utilização de materiais e técnicas reversíveis. Tem como objetivo melhorar o comportamento sísmico das estruturas, através da correção da principal fraqueza relacionada com o desempenho sísmico, além da conexão entre a estrutura nova e a existente, tendo em conta o uso futuro da construção (Bern, 2008). Assim, a adoção de soluções para reforço de edifícios que apresentam elevada vulnerabilidade permite evitar ou, pelo menos, mitigar os danos observados em caso de sismo (Lamego, 2014). Alguns aspetos a considerar no reforço sísmico são, por exemplo: a idade do

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

edifício; o seu estado de conservação e deterioração; a alteração das ações sobre o edifício; a alteração da geometria da estrutura ou modificação do sistema estrutural; a correção de anomalias associadas a deficiências de projeto na construção ou na utilização; e o aumento do nível de segurança para valores adequados em termos de risco sísmico (Costa, 2016).

Note-se que, as soluções de reforço sísmico são aplicáveis não só quando se pretende reabilitar um edifício com comportamento sísmico deficiente, como também quando um edifício se encontra danificado por um sismo anterior, situação esta em que é necessário realizar adicionalmente algum tipo de reparação. Na prática, ambas as situações implicam o reforço da estrutura pois, no primeiro caso, é necessário melhorar o comportamento sísmico dos edifícios para atender a novas exigências, regulamentares ou outras, e, no segundo caso, o comportamento do edifício foi, entretanto, afetado pelo dano causado. As soluções existentes para um e outro caso não diferem grandemente, notando-se mais na sua aplicação dado que na reparação é, obviamente, necessário ter em consideração o dano existente nos elementos. As deficiências a resolver estão genericamente relacionadas com o comportamento local, em termos de rigidez, resistência e/ou ductilidade dos elementos, bem como com o comportamento sísmico global do edifício, principalmente com a sua regularidade em planta e em altura. A aplicação de qualquer solução de reforço pressupõe, no entanto, a realização de obras no edifício que, na prática, perturbam a sua utilização normal, sendo, por isso, um fator frequentemente condicionante na sua seleção (Candeias, 2008).

As soluções normalmente adotadas para o reforço de edifícios, visam o aumento da capacidade face a ações horizontais.

A escolha da solução de reforço a aplicar em determinado edifício depende essencialmente da sua tipologia construtiva, pelo que a compreensão dos sistemas construídos, da dinâmica do comportamento de estruturas de engenharia e uma coordenação com o uso futuro da estrutura é fundamental (Bern, 2008; Lamego, 2014). Cada tipologia possui características próprias, tanto ao nível dos materiais utilizados, como ao nível da composição e organização dos elementos constituintes, as quais condicionam o seu comportamento face à ação sísmica. Dependendo do comportamento expectável para cada uma das tipologias e após análise da sua vulnerabilidade sísmica, são então escolhidas as soluções de reforço que melhor se adequam a cada tipologia (Lamego, 2014).

A utilização das diferentes soluções de reforço também depende das deficiências existentes no comportamento sísmico dos edifícios. Estas estão relacionadas com características globais do edifício, como a resistência e rigidez globais e a configuração do edifício, ou com características locais como a transferência de cargas, os detalhes dos elementos ou os pavimentos (Candeias, 2008).

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Diferentes soluções podem ser utilizadas no reforço sísmico de edifícios, dependendo do tipo de deficiências existentes e dos objetivos a alcançar. Numa listagem não exaustiva, aquelas que podem contribuir para:

- melhorar a regularidade estrutural em planta e em altura;
- aumentar a capacidade resistente da estrutura;
- aumentar a durabilidade do edifício;
- aumentar a capacidade resistente aos sismos/aumentar a capacidade de força horizontal da estrutura (melhoria da capacidade de força);
- aumentar a rigidez da estrutura (redução da solicitação de deslocamento);
- aumentar sua capacidade de sofrer maiores solicitações de deslocamento sísmico sem colapso (melhoria de capacidade dúctil)
- corrigir os erros locais encontrados;
- reduzir a massa;
- reduzir os efeitos da ação sísmica através de:
 - sistemas de isolamento de base (ex.: aparelhos de atrito tipo pendular);
 - sistemas de dissipação de energia (amortecedores viscosos).

Face à ação sísmica, o reforço baseado no acréscimo da capacidade resistente e de ductilidade deve ter em atenção os seguintes aspetos aquando da sua conceção: (i) não aumentar as assimetrias; (ii) não fragilizar zonas da estrutura e (iii) procurar colmatar as deficiências encontradas (Costa, 2017).

3. CASO DE ESTUDO: BAIRRO DE ALVALADE

3.1. Contexto nacional – Parque edificado em Portugal

O parque edificado português é extremamente diversificado e tem sofrido evoluções ao longo dos tempos tendo em conta o aparecimento de novos materiais, novas técnicas, etc. As tipologias construtivas encontradas no edificado português são muito distintas entre si, desde os edifícios em terra, os edifícios em alvenaria com ou sem juntas de argamassa, os edifícios em cantaria, os edifícios de “placa”, os edifícios reticulados em betão armado (BA), os edifícios com estrutura metálica ou de madeira, etc. A Figura 3.1 mostra a evolução das tipologias construtivas depois do sismo de 1755 (Bento, 2009).

No caso de Lisboa, segundo Sequeira (1999), estima-se que 3% das construções são edifícios de alvenaria de pedra construídos antes do sismo de Lisboa em 1755 ("Pré-Pombalino"), 27% correspondem à tipologia "Pombalino" decretada após o sismo de 1755 (Estrutura com gaiola de madeira), 24% são "Gaioleiro" Edifícios construídos entre as décadas de 1870 e 1930 (que correspondem a uma degeneração da tipologia "Pombalino"), 22% são edifícios "Placa" (alvenaria mista) construídos entre os anos 1940 e 1960 e os restantes 24% correspondem a BA, edifícios construídos após a década de 1960, num total de cerca de 58.000 edifícios. No contexto nacional, onde as tipologias "Pombalino" e "Gaioleiro" não são muito representativas, 14% das construções são de alvenaria comum, 32% correspondem à tipologia "Placa" e 49% são estruturas de BA (INE, 2012; Simões et al., 2015; Marques et al., 2017).

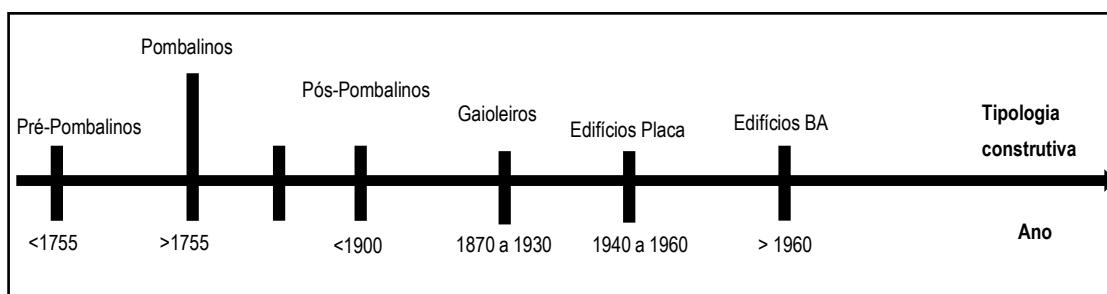


Figura 3.1 Tipologias construtivas existentes em Portugal adaptado de (Bento, 2009)

Existem atualmente habitações em Portugal cujo comportamento estrutural difere consideravelmente do comportamento estrutural e da construção dos dias de hoje, e também a sua resistência sísmica. Algumas destas construções foram construídas com preocupações antissísmicas, e outras foram projetadas apenas para suportar cargas gravíticas, sendo estas últimas os grupos mais vulneráveis (Bento, 2009). Em Lisboa, a maioria dos edifícios são compostos por velhos edifícios de alvenaria construídos anteriores à regulamentação de 1983, (RSA, 1983), que já ultrapassaram a expectativa de vida útil, e assim destaca a sua potencial vulnerabilidade. A grande vulnerabilidade dos edifícios de alvenaria às ações sísmicas deve-se principalmente à ausência de conexões adequadas entre as várias partes, como as paredes de alvenaria, vigas de madeira nos pisos e vigas de madeira no telhado,

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

podendo conduzir ao colapso das paredes perimetrais quando sujeitas à ação sísmica (Ramos e Lourenço, 2004).

É de referir que, houve uma tentativa de construções antissísmicas após o sismo de 1755, das quais a mais conhecida é a estrutura de madeira em gaiola com a Cruz de Santo André (Figura 3.2). No entanto, estas construções estão implementado na baixa Pombalina e não no bairro de Alvalade, uma das zonas de Lisboa que foi construído entre 1940 e 1970, e construídas antes da regulamentação sísmica de 1983 (o RSA).



Figura 3.2 - Estrutura de madeira em gaiola com a Cruz de Santo André. Fotografia de Langenbach (2017)

Com os resultados do Censo Nacional 2011 (Instituto Nacional de Estatísticas (INE - Estatísticas de Portugal) 2011)(INE, 2012) estima-se, de forma qualitativa, que 50% dos prédios construídos antes de 1960 precisam de obras de reparação. Além da falta de trabalhos de manutenção, a degradação do material, a modificação no uso, de habitação para serviços, e as mudanças estruturais que dele resultam, expõe a necessidade de avaliar a vulnerabilidade estrutural e a definição de soluções de reforço (Simões *et al.*, 2015). A reabilitação do edificado predomina em Alvalade e é superior à média da cidade (5% contra 4%), estando no ranking dos 5 valores mais altos de alvarás de Reabilitação (INE, 2012; JFA, 2017).

Tal como referido inicialmente, o estudo aqui tem o objetivo de estudar as estratégias de reabilitação e reforço sísmico, adequadas ao edificado do bairro de Alvalade considerando edifícios em bandas lineares, e definir as estratégias que melhor contribuem para a mitigação do risco sísmico do local, de forma a salvaguardar a segurança das populações. Deste modo, na secção 3.2, far-se-á a descrição e caracterização do parque edificado do bairro de Alvalade para de seguida estudar-se a sua vulnerabilidade sísmica.

3.2. Bairro de Alvalade

3.2.1. Localização

Alvalade está localizado na zona central de Lisboa, tem aproximadamente 5,34 km² de área, e está limitado conforme apresentado na Figura 3.3.

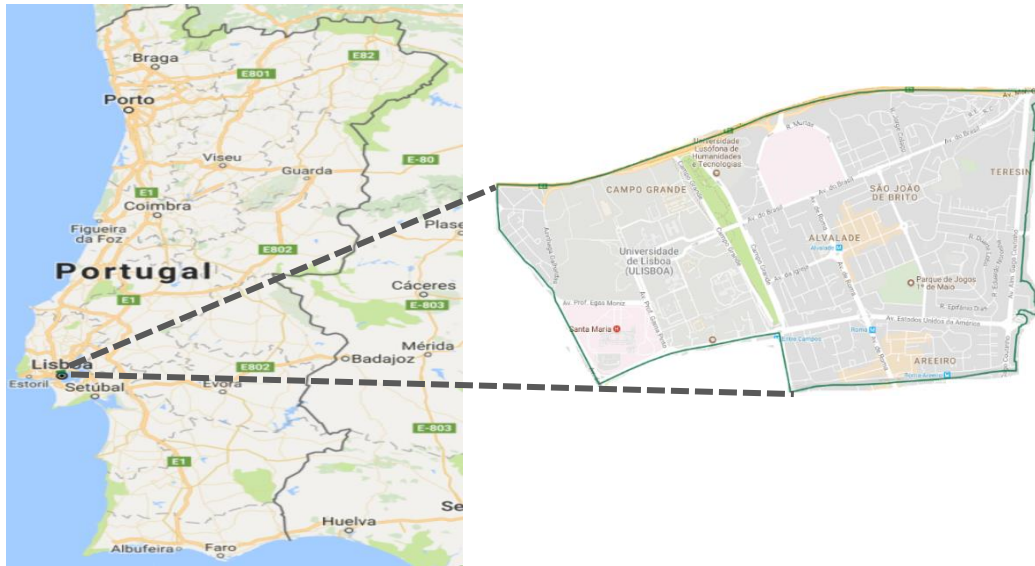


Figura 3.3 - Localização de Alvalade adaptado de JFA (2017)

3.2.2. Estrutura urbana do Bairro de Alvalade

O bairro de Alvalade resultou de um elaborado estudo urbanístico anterior à sua construção, desenvolvido pelo arquiteto Faria da Costa e projetado para 45,000 Habitantes (Figura 3.4).

De acordo com Lamego *et al.* (2016), a década de 1930 marca uma transição da construção urbana em Lisboa. Nesta década, são introduzidas novas regulamentações que recomendam o uso de betão armado, primeiro por meio de lajes, em vez do piso de madeira, ou através da inserção de vigas de amarração ao nível do pavimento para furar as paredes exteriores de alvenaria, e, mais tarde, incluindo a estrutura completa em betão armado. Trata-se de uma técnica de construção comumente utilizada no contexto dos bairros de habitação social promovidos pelo Governo Português a partir de 1933, para resolver a necessidade de habitação devido ao crescimento populacional e a moradia precária. O governo reconheceu mais tarde que a política de habitação social deixava de fora uma parcela significativa da população e, em 1947, um programa adicional destinava-se principalmente às famílias de classe média, as "casas de renda limitada" (Monteiro e Bento 2012). Sendo o bairro de Alvalade, que é o caso de estudo deste trabalho, considerado um dos exemplos notáveis desse programa de habitação social (Monteiro e Bento, 2008; Lamego *et al.*, 2016).



Figura 3.4 - Bairro de Alvalade: **a** plano de urbanização de 1945 da área sul da Avenida Alferes Malheiro, **b** vista aérea em 1950 (Lamego *et al.*, 2016)

Alvalade foi, assim, quase inteiramente construído entre os anos 1940 e 1970. Os estudos de urbanização foram desenvolvidos entre 1949 e 1952, aproximando-se à arquitetura moderna contemporânea que lançou a construção de edifícios mais altos com estruturas de betão armado (Monteiro e Bento, 2012; Lamego *et al.*, 2016).

O parque edificado em Alvalade apresenta uma diversidade que resultou de um grande período de transição entre os edifícios de alvenaria e betão armado e que pode ser considerado representativo do contexto da construção portuguesa antes da entrada em vigor do primeiro regulamento de construção de edifícios, RSA (1983) e REBAP(1983) (Marques *et al.*, 2017).

Alvalade é uma freguesia familiar do concelho de Lisboa, com edifícios maioritariamente de cariz residencial, mas também misto (JFA, 2017) e apresenta uma distribuição espacial bastante uniforme, com áreas bem delimitadas para uso comercial, residencial e de lazer (Lamego, 2014; Lamego *et al.*, 2016). O bairro é delimitado a norte pela Avenida Brasil, a leste pela Avenida Gago Coutinho, a sul pelo caminho-de-ferro na Estação Areeiro e a oeste pela Avenida República. O bairro foi construído sequencialmente até uma expansão de oito áreas urbanas, aqui denominadas de células. A distribuição geográfica das células no bairro de Alvalade é apresentada na Figura 3.5. A construção começou com as Células 1 e 2, que são compostas de edifícios médios a altos para uso residencial e comercial. A maioria destes edifícios, nomeadamente os edifícios de média altura, foram construídos entre o primeiro e o quarto contrato de obras do programa de habitação social no bairro, promovido pelo Município de Lisboa (Lamego *et al.*, 2016).

O programa de habitação em Alvalade seguiu com a construção das células restantes, embora os edifícios em cada célula apresentem características arquitetónicas diferentes. Os edifícios são em geral de médios a altos pisos e têm uso residencial, e em algumas sub-áreas o térreo é usado para o comércio local. A exceção é a célula 4, que é uma área residencial com edifícios quase exclusivamente constituídos de

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

habitações individuais, uma vez que esta célula está na zona de proteção do Aeroporto de Lisboa (Lamego *et al.*, 2016).

É de referir que neste trabalho ir-se-á utilizar as mesmas células que Lamego *et al.* (2016).

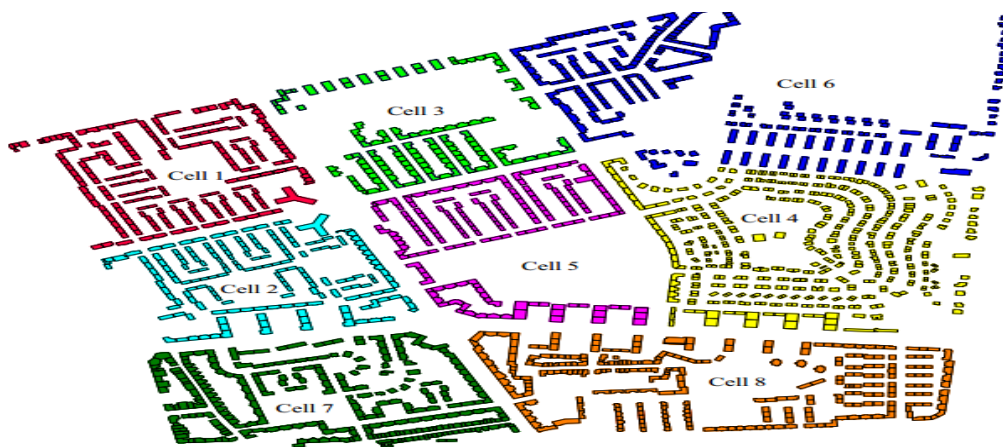


Figura 3.5 - Distribuição geográfica das células(cells) urbanas no bairro de Alvalade (Lamego *et al.*, 2016)

3.2.3. Caracterização do parque edificado

O estudo detalhado do bairro de Alvalade feito por Lamego (2014) e Lamego *et al.* (2016), em cada uma das oito células que compõem o bairro, resultou num grupo de edifícios, pertencente ao bairro de Alvalade, com as características pretendidas para o seu estudo, e adaptados para o estudo aqui desenvolvido, ou seja, edifícios construídos antes de 1983, com utilização predominantemente residencial e pertencentes às tipologias construtivas de edifícios com paredes em pedra e pavimentos em madeira, edifícios de “placa” ou edifícios porticados em betão armado, podendo possuir os três tipos de porte: pequeno (1-2 andares), médio (3-5 andares) ou grande porte (mais de 5 andares), conforme apresentado na Figura 3.6.

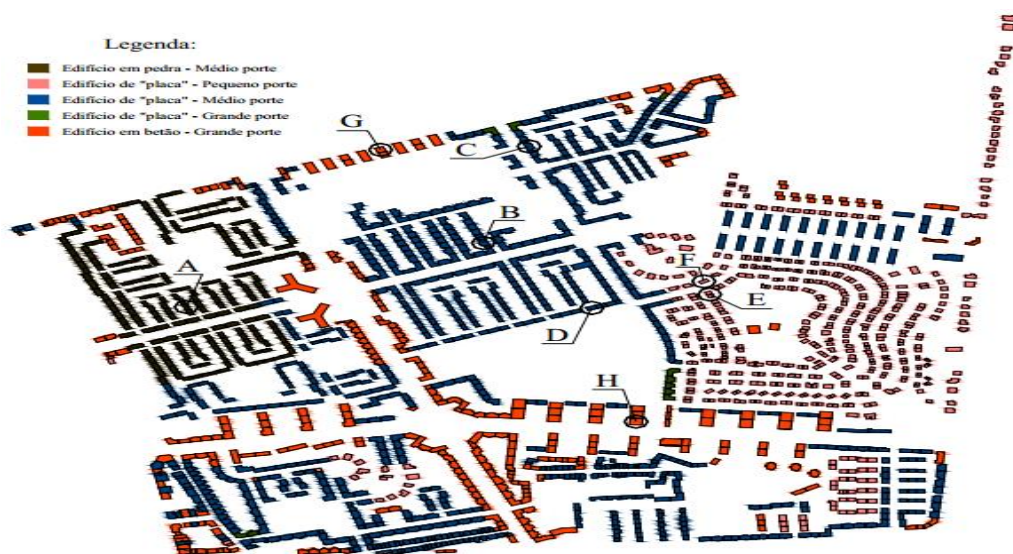


Figura 3.6 - Caracterização do parque edificado em Alvalade (Lamego, 2014)

A caracterização do parque edificado feita por Lamego (2014) e Lamego *et al.* (2016) é resumida na Tabela 3-1, onde é discriminada por tipologia construtiva e por número de célula.

Tabela 3-1 - Caracterização do parque edificado em Alvalade (Lamego, 2014; Lamego *et al.*, 2016)

Tipologia construtiva	Célula nº								Total de edifícios
	1	2	3	4	5	6	7	8	
Edifício em pedra – médio porte	163	67	---	---	---	---	---	---	230
Edifício de “placa” – pequeno porte	---	1	---	410	---	43	21	37	512
Edifício de “placa” – médio porte	25	78	97	32	138	178	181	168	897
Edifício de “placa” – grande porte	---	---	1	5	---	2	2	---	10
Edifício em betão – grande porte	36	31	19	14	38	43	70	75	326
Total de edifícios	224	177	117	461	176	266	274	280	1975

Os resultados de Lamego (2014) e Lamego *et al.* (2016), mostram conforme se pode observar na Tabela 3-1, que o bairro de Alvalade é composto por um total de 1975 edifícios com utilização predominantemente de habitação e construídos antes do ano de 1983. Este bairro apresenta tipologias construtivas diversas, desde edifícios com paredes em alvenaria de pedra e pavimentos em madeira, edifícios de “placa”, ou seja, estruturas mistas de alvenaria e betão armado, e edifícios “porticados” em betão armado. Possui ainda a vantagem de conter edifícios com os mais variados números de pisos, o que permite a separação dos mesmos por tipo de porte (pequeno, médio e grande porte), e uma análise mais pormenorizada de cada um deles.

Esses resultados mostram ainda que, a maioria destes edifícios pertence à tipologia de edifícios de “placa”, que constituem cerca de 72% do edificado, enquanto os edifícios em betão armado constituem 17% do edificado e os edifícios em alvenaria de pedra constituem 11% do edificado. No que respeita ao porte, predominam os edifícios de médio porte (3-5 andares), que representam 57% do edificado, enquanto os edifícios de pequeno (1-2 andares) e grande porte (mais de 5 pisos) representam, respetivamente, 26% e 17% do total de edifícios estudados. Considerando a tipologia estrutural e a altura, os edifícios de “Placa”, e os de médio porte representam 45% do parque imobiliário em Alvalade.

Edifícios de “placa”

Os edifícios de “placa” representam na atualidade, cerca de 32% do parque edificado nacional (INE, 2012) e caracterizam-se por possuírem pavimentos, lajes, em betão que descarregam diretamente em paredes, podendo estas possuir capacidade resistente ou não (Lamego e Lourenço, 2012). Deste modo, são constituídos por paredes exteriores de alvenaria de pedra, de qualidade razoável, paredes interiores de alvenaria de tijolo e pavimentos em lajes maciças de betão armado.

As lajes dos edifícios “de placa” comportam-se como diafragmas rígidos ao nível dos pisos, assegurando um bom travamento horizontal, sendo a principal deficiência apontada a este tipo de edifícios a insuficiência de elementos verticais resistentes ao corte e à flexão (Oliveira, Gaspar e Correia, 1985; Silva e Soares, 1996; Sousa, 2006; Lamego, 2014). Estes edifícios têm em geral de quatro a seis andares e são característicos do período construtivo do Estado Novo, sendo construídos entre as décadas de 1940 e 1960, pelo que coincidem com o período de transição entre edifícios de alvenaria e os de betão armado, período caracterizado pelo abandono de técnicas e materiais tradicionais e pela adaptação progressiva a soluções estruturais efetivas de betão armado nas construções (F. Pinho, 2000; Sousa, 2006; Monteiro e Bento, 2008).

Acredita-se que este tipo de edifícios, seja consideravelmente vulnerável à ação sísmica, porque a introdução de lajes de betão armado representa um aumento significativo da massa sem aumentar a resistência estrutural dos elementos verticais. No entanto, esta tipologia ainda representa uma parte importante do estoque de construção de Alvalade, o que justifica o desenvolvimento de estudos que primeiro avaliam seu comportamento sísmico e, posteriormente, propõem soluções de reforço (Monteiro e Bento, 2008).

Edifícios de pequeno, médio e grande porte

Entendem-se como edifícios de pequeno porte aqueles que possuem 1 ou 2 pisos elevados (1-2 andares). Trata-se, na sua maioria, de edifícios unifamiliares, isolados ou geminados. Independentemente do tipo de material em que as paredes sejam construídas, os elementos existentes em betão armado são em número reduzido. A utilização de lintéis (peça dura de materiais diversos ex.: madeira, pedra, ferro, betão, etc., que assenta nas ombreiras e constitui o acabamento da parte superior de portas e janelas) colocados na zona superior dos vãos exteriores é bastante vulgar, sendo muitas vezes os únicos elementos existentes em betão armado. Esporadicamente, podem-se encontrar também edifícios de pequeno porte com elementos em betão armado apenas no seu interior (Lamego e Lourenço, 2012). Acredita-se que estes edifícios sejam menos vulneráveis à ação sísmica do que os edifícios de médio e grande porte (Simões *et al.*, 2015).

Entendem-se como edifícios de médio porte os que possuem 3 a 5 pisos elevados (3-5 andares). Considera-se que os edifícios de grande porte possuem 6 ou mais pisos elevados (mais de 5 andares). A sua constituição é em tudo idêntica aos edifícios de médio porte, observando-se que os edifícios de grande porte possuem apenas 6 pisos elevados e, em alguns casos raros, 7 pisos elevados. Possuem pilares e vigas em betão armado, normalmente situados na periferia dos edifícios, podendo abranger a totalidade das paredes exteriores ou apenas as paredes das fachadas principal e de tardo (Lamego e Lourenço, 2012). No interior dos edifícios é raro observar a existência de elementos em betão armado, salvo vigas colocadas em locais estratégicos, tais como locais de onde vão “nascer” novas paredes nos pisos superiores. Os edifícios que possuem lojas no piso térreo, apresentam um sistema porticado de vigas e

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

pilares presente apenas no piso das lojas. Nos restantes pisos, são mantidos os pilares e vigas exteriores, sendo o seu interior constituído unicamente por paredes (Lamego e Lourenço, 2012).

3.2.4. Identificação e caracterização dos elementos em risco

3.2.4.1. Caracterização tipológica do parque habitacional de Alvalade

Nesta secção apresenta-se a classificação tipológica do parque habitacional do Bairro de Alvalade com base em três fatores de vulnerabilidade (*época de construção*, *tipo de estrutura da construção do edifício (elementos resistentes)* e o *número de pisos*) do parque habitacional à ação sísmica associados às variáveis pertinentes para este fim. Estas características prendem-se essencialmente com a identificação das seguintes variáveis:

- Número de bandas lineares por quarteirão (célula) segundo *época de construção* e por *elementos resistentes* utilizados na construção;
- *Número de edifícios por banda linear* segundo *número de pisos*, por *época de construção* e por *elementos resistentes* utilizados na construção;

Distribuição geográfica dos elementos em risco

Todas as tipologias identificadas são representativas do grupo de edifícios pertencentes ao bairro de Alvalade, localizados na zona assinalada na Figura 3.7, delimitada a norte pela Avenida Brasil, a leste pela Avenida Gago Coutinho, a sul pelo caminho-de-ferro na Estação Areeiro e a oeste pela Avenida República. Estes edifícios estão divididos por áreas urbanas, aqui denominadas de células, correspondentes a um total de oito células, todas representativas de cada quarteirão, tal como referido na secção anterior de acordo com Lamego (2014) e Lamego *et al.*(2016). Cada cor representa uma célula conforme apresentado na figura, e os tipos de quarteirões são diferentes de célula para célula.



Figura 3.7 - Limite de Alvalade – Quarteirão

O inventário dos elementos em risco efetuado neste estudo baseou-se na informação apurada nos trabalhos de Lamego (2014) e Lamego *et al* (2016), consulta de informações da Câmara Municipal de Lisboa, e por observações no Google Maps.

Neste trabalho estabeleceram-se duas classes tipológicas com base em dois fatores de vulnerabilidade, *época de construção e elementos resistentes* para classificar os edifícios de habitação do Bairro de Alvalade. E com base no terceiro fator de vulnerabilidade, *o número de pisos*, cada uma das 2 classes tipológicas foi ainda subdividida em seis, tendo em conta que os três fatores apresentados influenciam a resposta sísmica dos edifícios. Refere-se que, com base na variável, número de bandas lineares, cada uma das classes tipológicas foi ainda subdividida tendo em conta o número de edifícios existentes em cada banda linear, originando 35 tipologias diferentes.

No que se refere a *época de construção*, a análise foi realizada tendo como referência edifícios característicos da época de 1946-70, pertencentes às tipologias construtivas de edifícios em pedra e edifícios de “placa”, assumindo que estes dois pertencem a mesma tipologia (Pedra + PRSB-Paredes resistentes sem serem betão) e os edifícios de betão armado, com utilização predominantemente residencial. Quanto ao *número de pisos*, esses edifícios possuem os três tipos de porte: pequeno (1-2 andares), médio (3-5 andares) ou grande porte (mais de 5 andares), conforme apresentado na Figura 3.9.

Na Tabela 3-2 apresentam-se as 2 classes tipológicas e a sua relação com os fatores de vulnerabilidade de base (Carvalho *et al.*, 2001, 2002).

Tabela 3-2 – Fatores de vulnerabilidade - Tipologias construtivas do parque habitacional de Alvalade (original de Carvalho *et al.* (2001), adaptado de Carvalho *et al.* (2002))

Classe tipológica	Elemento resistente	Época de construção	Número de pisos
Pedra + PRSB 1946-70	Pedra ou Paredes resistentes sem serem de betão	1946 a 1960 ou 1961 a 1970	1
			2
			3
			4
			5-7
			7-15
BA – até 1960	Betão armado	1919 a 1945 ou 1946 a 1960	1
			2
			3
			4
			5-7
			7-15

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Na Tabela 3-3 descrevem-se brevemente os elementos estruturais característicos de cada classe tipológica e indica-se de forma qualitativa o respetivo nível de dimensionamento sísmico (Carvalho *et al.*, 2001, 2002).

Tabela 3-3 - Caracterização das classes tipológicas do parque habitacional de Alvalade (original de Carvalho *et al.* (2001), adaptado de Carvalho *et al.* (2002))

Classe tipológica	Descrição	Nível de dimensionamento sísmico	
Pedra + RSB 1946-70	Estrutura de alvenaria de pedra ou tijolo, sem confinamento	Baixo	Resistência na cedência baixa a média; Ductilidade baixa
BA – até 1960	Estrutura em pórtico de betão armado	Baixo	Resistência baixa a média; sobre-resistência; Ductilidade baixa

Após a análise dos quarteirões tendo em conta a distribuição geográfica do Bairro de Alvalade procedeu-se a contagem do número(nº) de bandas lineares existentes em cada quarteirão e qual o nº de edifícios existentes em cada Banda.

Nesta análise desprezou-se a maioria dos edifícios localizados nas células 4 e 6 visto ser uma área residencial quase exclusivamente constituída por habitações individuais. É de referir, no entanto, que a análise destas células é importante no estudo do risco sísmico pois, dada a ocorrência de um evento sísmico o seu comportamento irá influenciar o comportamento global do quarteirão.

Na Figura 3.8 apresentam-se dois exemplos da representação adotada na classificação do número de edifícios existentes por banda linear e em cada célula utilizadas no presente estudo, correspondendo cada cor ao respetivo nº de edifícios existentes em cada banda linear.



Figura 3.8 - Representação de Nº Edifícios por banda linear: a esquerda Cell 1 e a direita cell 5

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Note-se que, se considerou apenas os agregados lineares isolados, isto é, agregados interligados apenas por edifícios com características lineares sem edifícios de esquina e sem serem interligados a outras formas geométricas. Assim, desprezou-se por exemplo os edifícios assinalados a preto na Figura 3.8.

Na análise do número de pisos existentes em cada edifício por banda linear, considerou-se apenas os edifícios a partir de dois pisos, discriminados do seguinte modo: 2 pisos, 3 pisos, 4 pisos, 5-7 pisos e 7-15 pisos, conforme pode ser verificado na Figura 3.9, onde são apresentados dois exemplos esquemáticos da representação adotada no presente estudo, correspondendo cada cor ao respetivo nº de pisos.



Figura 3.9 - Representação de N° de pisos dos edifícios: a esquerda Cell 1 e a direita cell 7

Estatísticas dos elementos em risco -Resultados obtidos

Nesta secção apresentam-se os resultados da análise dos edifícios mencionadas na secção anterior, quer sob a forma de tabelas, quer sob a forma de gráficos de barra das existências, com o objetivo de se caracterizar o parque habitacional, no Bairro de Alvalade.

Na tabela da Figura 3.10 apresentam-se as contagens das existências apuradas, para as regiões analisadas, tais como: os valores totais das variáveis (i) número de bandas lineares por quarteirão (célula), NºB, e (ii) número de edifícios existentes por banda, NE/B, utilizadas no presente estudo, correspondendo cada cor a respetiva célula e ao respetivo nº de edifícios por banda.

NE/B	Célula nº																Total B iguais	TE nas B iguais	
	1		2		3		4		5		6		7		8				
	NºB	TE	NºB	TE	NºB	TE	NºB	TE	NºB	TE	NºB	TE	NºB	TE	NºB	TE			
1																			
2	15	30	11	22	3	6			5	10	1	2	7	14	3	6	45	90	
3	7	21	7	21			5	15	7	21	2	6	4	12	4	12	36	108	
4	15	60	10	40					1	4			1	4	10	40	37	148	
5	1	5	3	15			1	5									5	25	
6	4	24	2	12									1	6			7	42	
7									10	70						4	28	14	98
8	1	8	1	8									1	8	6	48	9	72	
9															1	9	1	9	
10															1	10	1	10	
12															2	24	2	24	
15	1	15															1	15	
Total	44	163	34	118	3	6	6	20	23	105	3	8	14	44	31	177	158	641	
Total Banda	158																		
TE em todos as células	641																		

NE/B- Nº de edifícios por banda linear
 NºB – Nº de banda linear/quarteirão
 TE – Total de edifícios

Figura 3.10 – Valores totais das existências dos elementos em risco no bairro de Alvalade

Note-se que as tipologias de 1 piso têm valor nulo neste quadro pois tal como já referido, para o desenvolvimento do presente estudo, considerou-se apenas os edifícios a partir de dois pisos.

Da análise da tabela da Figura 3.10, verificou-se que nas regiões analisadas:

- a maior banda é formada por 15 edifícios e encontra-se também na célula que possui o maior número de bandas lineares - a célula 1, com 44 bandas, representada na Figura 3.8 à esquerda;
- Existem 158 bandas lineares em todos os quarteirões, correspondentes a um total de 641 edifícios, com predominância as bandas de dois edifícios.

A análise da tabela das existências dos elementos em risco no que diz respeito à sua distribuição por número de pisos, permitiu obter os resultados ilustrados na Figura 3.11, em termos de números absolutos e relativos (representados por barras). De salientar que nesta figura a escala vertical da esquerda mede as existências absolutas enquanto a da direita mede as existências relativas. No que toca a escala horizontal, trata-se de uma escala ordinal em que foram classificadas as existências por número de pisos.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

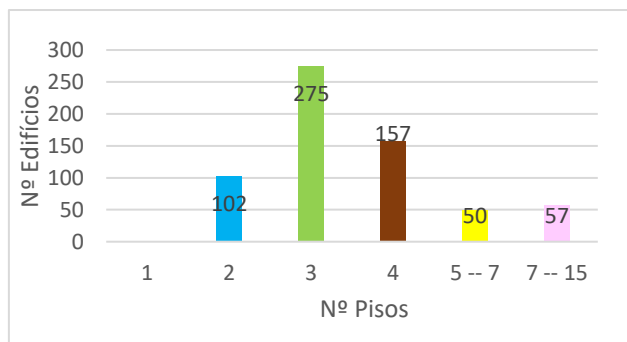


Figura 3.11 - Distribuição do número de edifícios pelo nº de pisos

A análise da tabela das existências dos elementos em risco no que diz respeito à sua distribuição por elementos resistentes/época de construção, permitiu obter os resultados ilustrados na Figura 3.12.

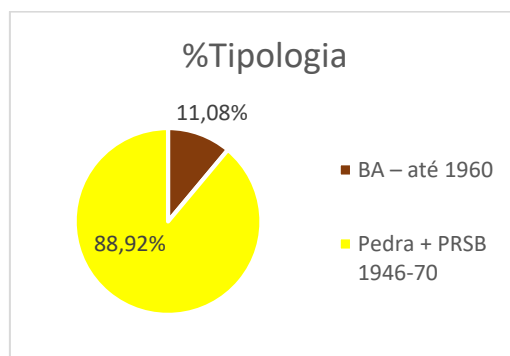


Figura 3.12 - Distribuição do número de edifícios por elementos resistentes e época construtiva

Na Figura 3.13 apresentam-se a distribuição do número de edifícios por época de construção e número de pisos. A escala vertical da esquerda mede as existências absolutas enquanto a da direita mede as existências relativas. No que toca a escala horizontal, trata-se de uma escala ordinal em que foram classificadas as existências por época de construção tendo em conta o número de pisos.

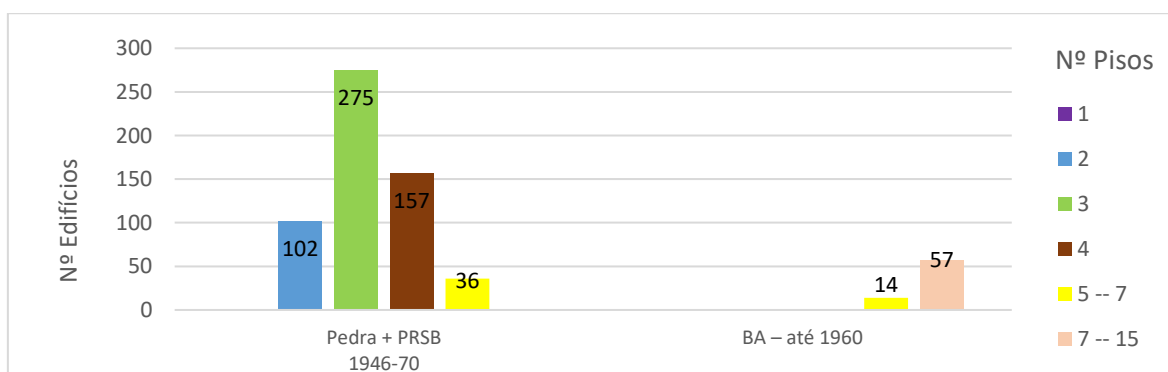


Figura 3.13 - Distribuição do número de edifícios por época de construção e nº de pisos

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

De acordo com as existências aferidas, considerou-se cada tipo de banda diferente, quer pelo número de edifícios, quer pela altura dos edifícios, como uma tipologia construtiva.

Na Figura 3.14 apresentam-se a tabela das existências de edifícios característicos do Bairro de Alvalade, para as 2 classes tipológicas e as 35 tipologias construtivas identificadas e a sua relação com os fatores de vulnerabilidade adotadas para todas as células pertencentes ao bairro.

Nºtipologia	EXISTÊNCIAS															CELLS								T. BANDA PI TIPOLOGIA												
	Edifícios															CELL1	CELL2	CELL3	CELL4	CELL5	CELL6	CELL7	CELL8													
	1º	2º	3º	4º	5º	6º	7º	8º	9º	10º	11º	12º	13º	14º	15º																					
1	4	4																7	3														10			
2	3	3																8	8															24		
3	7--15B	7--15B																	3															7		
4	5--7	5--7																																	2	
5	5--7B	5--7B																																	1	
6	2	2																																	1	
7	4	4	4																																12	
8	5--7B	5--7B	5--7B																																2	
9	4	3	3																																1	
10	4	4	3																																2	
11	3	3	3																																6	
12	7--15B	7--15B	7--15B																																13	
13	3	3	3	3																																24
14	4	4	4	4																															4	
15	4	4	5--7	5--7																																1
16	7--15B	7--15B	7--15B	7--15B																																1
17	2	2	2	2	2																															7
18	4	4	4	4	4	4																														2
19	3	3	3	3	3	3																														2
20	4	4	4	4	4	5--7																														1
21	4	4	4	4	4	4	4																													2
22	5--7B	5--7B	5--7B	5--7B	5--7B	5--7B	5--7B																													1
23	3	3	3	3	3	3	3																													3
24	3	3	3	3	3	4	3																													1
25	3	3	3	3	3	3	3	3																												10
26	5--7	5--7	5--7	5--7	5--7	5--7	5--7	5--7																												3
27	5--7	5--7	4	4	4	4	5--7	5--7																												1
28	4	3	3	3	3	3	3	4	4																											1
29	4	4	4	4	4	4	4	4	4																											1
30	4	4	4	4	4	4	4	4	5--7																											1
31	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2																										6
32	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4																										1
33	5--7	3	4	5--7	4	4	5--7	4	4	4																										1
34	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2																			2
35	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	1																		1
TOTAL BANDA PI CELL																		44	34	3	6	23	3	14	31											
TOTAL BANDAS																											158									

Figura 3.14 - Tabela das Existências

Sendo que:

2	Representa os Edifício de Pedra + PRSB característicos da época de 1946-1970, de 2 pisos
3	Representa os Edifício de Pedra + PRSB característicos da época de 1946-1970, de 3 pisos
4	Representa os Edifício de Pedra + PRSB característicos da época de 1946-1970, de 4 pisos
5 -- 7	Representa os Edifício de Pedra + PRSB característicos da época de 1946-1970, de 5-7 pisos
5 -- 7B	Representa os Edifícios de Betão armado (BA), até 1960, de 5-7 pisos
7 -- 15B	Representa os Edifícios de Betão armado (BA), até 1960, de 7-15 pisos

Salienta-se que as variáveis para a caracterização do parque habitacional, em termos da sua vulnerabilidade à ação sísmica fornecem informação reduzida e de certo modo generalista sobre as características dos tipos construtivos e materiais estruturais, não permitindo grande detalhe na diferenciação das classes tipológicas.

Na Figura 3.15 apresentam-se a distribuição do número de bandas lineares existentes, tendo em conta o número de edifícios, de acordo com a tabela das existências apresentada na Figura 3.14.

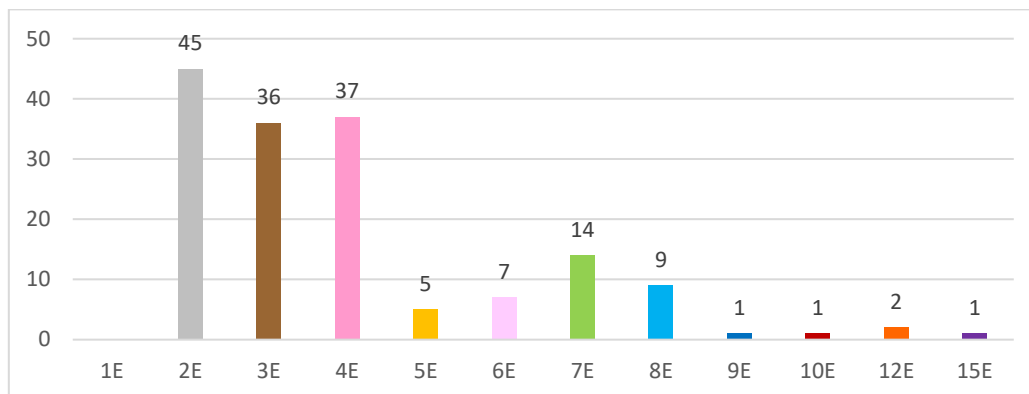


Figura 3.15 - Distribuição do número bandas lineares

Na Figura 3.16 apresentam-se graficamente, por número de bandas lineares, as existências dos edifícios característicos do Bairro de Alvalade, para as 2 classes tipológicas e as 35 tipologias construtivas identificadas.

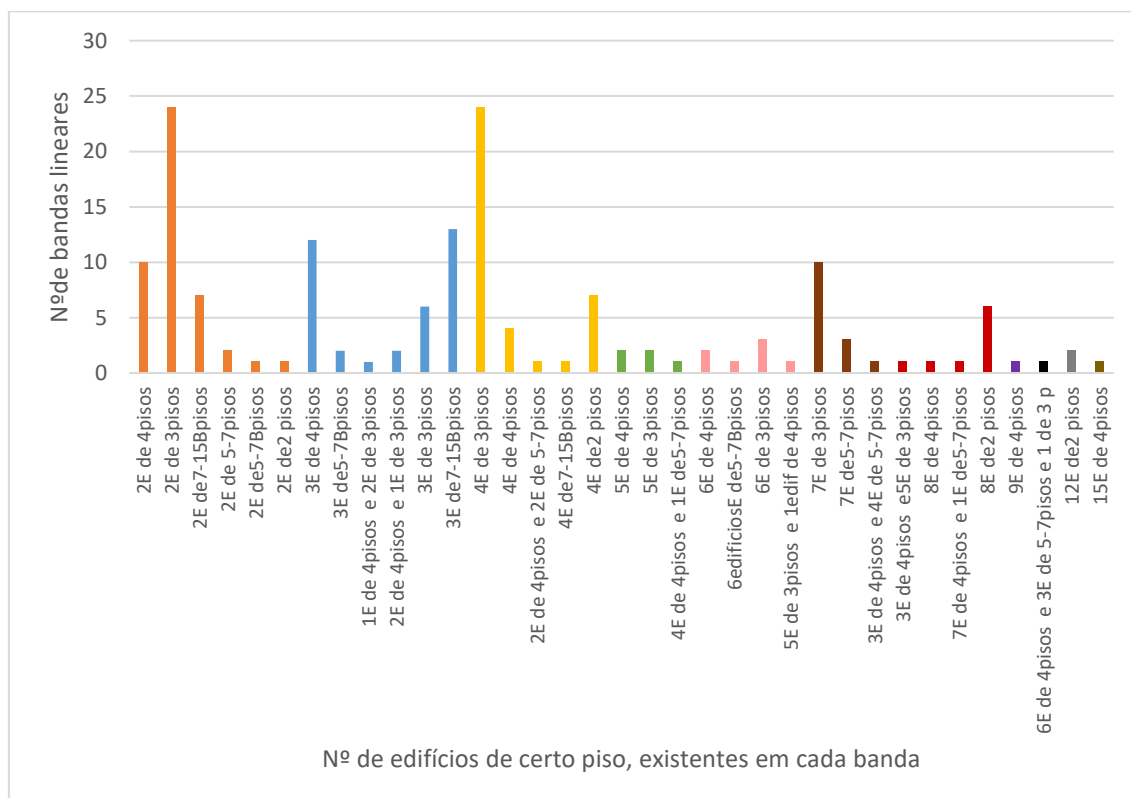


Figura 3.16 - Existências

Sintetizando a análise efetuada, dentro da perspetiva de caracterizar, o parque habitacional do Bairro de Alvalade em termos da sua vulnerabilidade à ação sísmica, salientam-se as seguintes conclusões:

- As células 1,2 e 8 destacam-se das restantes células da região em estudo, pelo número superior de elementos em risco;
- As células 1, 2, 5, 6 e 8 destacam-se das restantes células da região em estudo, pelo facto do respetivo parque habitacional ter sido construído em épocas mais antigas e com elementos menos resistentes, sendo que 88,92% dos edifícios têm paredes resistentes sem serem de betão armado, enquanto apenas 11,08% dos edifícios têm betão armado como elemento resistente.
- Quanto ao porte, a grande maioria dos edifícios da região em estudo possuem médio porte com cerca de 67,39%, exceto na célula 3 e 4 que a maioria é de grande porte, e a célula 8 em que os edifícios com 2 pisos têm expressão.

3.2.5. Caracterização da vulnerabilidade sísmica do parque habitacional

Na secção 3.2.4 foram apresentadas e analisadas as estatísticas e a distribuição geográfica do parque habitacional do Bairro de Alvalade, obtendo-se no final a classificação tipológica do mesmo tendo em conta alguns fatores de vulnerabilidade considerados. Posto isto, neste estudo, poder-se-á fundamentar a caracterização das bandas lineares do parque habitacional da região, em termos da sua vulnerabilidade à ação sísmica.

Como já referido na secção 2.3.1, a avaliação de risco sísmico será realizada utilizando o método baseado no espectro de capacidade, em que os edifícios são descritos pelos seus espectros de capacidade bilinear, que são definidos pelo seu ponto de cedência (SD_y , SA_y) e pela sua capacidade final (SD_u , SA_u). Considerando o comportamento inelástico das estruturas, o espectro de resposta elástica é reduzido para obter o padrão de resposta inelástica, denominado espectro de solitação. O sismo é definido pelo espectro de resposta amortecida de 5% no formato deslocamento- aceleração (ADRS) e os cenários de sismo foram escolhidos de acordo com a sismicidade que afeta a região em estudo. A intersecção da curva de capacidade do edifício com o espectro de resposta que caracteriza a ação sísmica no local permite obter o ponto de desempenho, que define o deslocamento espectral produzido no edifício para o cenário sísmico considerado. Entre os diferentes métodos de obtenção deste ponto, é usado o procedimento baseado em deslocamentos impostos, e o dano esperado é então obtido a partir de curvas de fragilidade.

Deste modo, utilizar-se-á neste trabalho curvas de capacidade e curvas de fragilidade para uma banda linear de um quarteirão, por forma a caracterizar a vulnerabilidade sísmica do Bairro de Alvalade.

Na literatura encontra-se o trabalho de Pujades *et al* (2010), que utiliza um procedimento semelhante ao utilizado neste estudo para avaliar o desempenho sísmico de um bloco de edifícios representativo da construção típica do distrito do Eixample em Barcelona (Espanha).

Determinação da curva de capacidade de uma tipologia

As curvas de capacidade foram definidas com base em estimativas dos valores da aceleração e deslocamento espectrais correspondentes à cedência e à capacidade última (em termos de resistência e deformabilidade) de edifícios analisados, utilizando para o efeito, as expressões apresentadas na secção 2.3.1.1, que permitem calcular curvas de capacidade de uma tipologia construtiva. Note-se que em relação a formulação apresentada em HAZUS 99 (FEMA e NIBS, 1999) e Whitman *et al.* (1997), essas expressões sofreram algumas alterações de acordo com Carvalho *et al.* (2002). E com estas expressões foi possível estimar os valores da aceleração espectral (SA) e do deslocamento espectral (SD) por forma a se obter as curvas de capacidade dos edifícios existentes em cada banda, representativos da tipologia de edifícios de Pedra + PRSB, da época de 1946-1970 ou os edifícios de betão armado até 1960, com o respetivo número de pisos.

Determinação da curva de capacidade de um quarteirão

A curva de capacidade de uma tipologia está relacionada com a curva de *pushover* do edifício, ver secção 2.3- II, representativo da tipologia expressa em deslocamento no topo (D_{topo}) e força de corte na base (V_{base}) através da seguinte transformação de coordenadas (FEMA, 2012):

$$SA = \frac{V_{base}}{W} = \frac{C_s}{\alpha_1}, \quad SD = \alpha_2 \times D_{topo} \quad (3.1)$$

Em que:

SA - aceleração espectral (g);

SD - deslocamento espectral (m);

α_2 - fração da altura dos edifícios de dada tipologia que participa no seu modo de vibração fundamental;

V_{base} - força de corte na base;

D_{topo} - deslocamento no topo;

W – peso do edifício, representativo da tipologia, substituído pela altura média dos edifícios da tipologia (h).

As restantes variáveis têm o significado que já foi definido anteriormente.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Combinando as expressões de uma tipologia com a expressão (3.1), obtêm-se o deslocamento no topo (D_{topo}) e a força de corte na base (V_{base}) para as capacidades de cedência (*yielding*) e última (*ultimate*) expressas por:

$$V_{base_y} = \alpha_1 \times SA_y \times W = \gamma \times C_S \times W, D_{topo_y} = \frac{SD_y}{\alpha_2} = \frac{\gamma \times C_S \times g}{\alpha_1 \times \alpha_2} \times \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 \quad (3.2)$$

$$V_{base_u} = \alpha_1 \times SA_u \times W = \lambda \times \gamma \times C_S \times W, D_{topo_u} = \frac{SD_u}{\alpha_2} = \frac{\mu \times \lambda \times \gamma \times C_S \times g}{\alpha_1 \times \alpha_2} \times \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 \quad (3.3)$$

Em que:

V_{base_y} - força de corte na base para a capacidade de cedência;

V_{base_u} - força de corte na base para a capacidade última;

D_{topo_y} - deslocamento no topo para a capacidade de cedência;

D_{topo_u} - deslocamento no topo para a capacidade última;

As restantes variáveis têm o significado que já foi definido anteriormente.

Tendo o deslocamento no topo e a força de corte na base, é assim possível obter as coordenadas referentes às capacidades de cedência (*yielding*) e última (*ultimate*), da curva de capacidade tipológica.

Uma vez que, na base de dados do LNECLOSS não consta o peso do edifício representativo da tipologia (W), considerou-se por simplificação, que o mesmo foi substituído pela altura média (h) dos edifícios da tipologia admitindo, por um lado, que as áreas de implantação dos edifícios são iguais, dado tratarem-se de urbanizações, e, por outro lado, que o peso distribuído pela área em planta dos edifícios é semelhante. Note-se, no entanto, que SD tem unidades de comprimento (metro) e SA de fração da aceleração da gravidade (g).

Neste trabalho a curva de capacidade para uma banda linear de um quarteirão é estimada utilizando as expressões que permitem calcular as curvas de capacidade de cada um dos edifícios que compõe a banda, através de médias ponderadas, e resulta da formulação desenvolvida por Candeias (comunicação particular), apresentada de seguida.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Deste modo, a capacidades de cedência (SD_y , SA_y) e a capacidade última (SD_u , SA_u) de uma banda linear de um quarteirão será estimada através das seguintes expressões:

$$SA_y = \frac{\sum_i \gamma_i \times C_{S,i} \times h_i}{\sum_i \alpha_{1,i} \times h_i}, \quad SD_y = \frac{\sum_i \frac{\gamma_i \times C_{S,i} \times g}{\alpha_{1,i} \times \alpha_{2,i}} \times \left(\frac{T_{e,i}}{2\pi}\right)^2}{\sum_i \frac{1}{\alpha_{2,i}}} \quad (3.4)$$

$$SA_u = \frac{\sum_i \lambda_i \times \gamma_i \times C_{S,i} \times h_i}{\sum_i \alpha_{1,i} \times h_i}, \quad SD_u = \frac{\sum_i \frac{\mu_i \times \lambda_i \times \gamma_i \times C_{S,i} \times g}{\alpha_{1,i} \times \alpha_{2,i}} \times \left(\frac{T_{e,i}}{2\pi}\right)^2}{\sum_i \frac{1}{\alpha_{2,i}}} \quad (3.5)$$

Em que:

γ_i - fator de sobre resistência que relaciona a capacidade de cedência real com a capacidade de cálculo para edifício i;

$C_{S,i}$ - coeficiente sísmico que corresponde ao valor estimado para a resistência de cálculo a forças horizontais, normalizada pelo peso total dos edifícios de dada tipologia (fração do peso do edifício) para edifício i;

$\alpha_{1,i}$ - fração do peso dos edifícios de dada tipologia que participa no seu modo de vibração fundamental para edifício i;

$\alpha_{2,i}$ - fração da altura dos edifícios de dada tipologia que participa no seu modo de vibração fundamental para edifício i;

$T_{e,i}$ - o período do modo de vibração fundamental dos edifícios de dada tipologia para edifício i;

h_i - altura média do edifício i da tipologia

λ_i - fator de sobre resistência que relaciona a capacidade última com a capacidade de cedência para edifício i;

μ_i - fator de ductilidade que relaciona o deslocamento último com λ vezes o deslocamento correspondente à cedência para edifício i;

As restantes variáveis têm o significado que já foi definido anteriormente.

Curvas de capacidade obtidas

Os parâmetros utilizados para determinar os pontos de controlo de cedência e último da curva de capacidade encontram-se tabelados para cada tipologia construtiva. Sendo que, na Tabela 3-4 e Tabela 3-5 encontram-se reunidos os valores propostos para as tipologias, edifícios de Pedra + PRSB e edifícios de Betão armado utilizados no presente estudo para o cálculo das curvas de capacidade.

Tabela 3-4 - Parâmetros utilizados no cálculo das curvas de capacidade para edifícios de Pedra + PRSB, representativos da época de 1946-1970 (Carvalho *et al.*, 2002)

Pisos	Cs	H[m]	Te[s]	α_1	α_2	γ	λ	μ
1	0.06	3.2	0.17	0.6	0.75	1.5	2.8	5
2	0.06	6.4	0.33	0.6	0.75	1.5	2	5
3	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	1.5	2	5
4	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.25	2	3.3
5 -- 7	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	1.25	2	3.3
7 -- 15	0.04	32	1.25	0.75	0.75	1.1	2	3.3

Tabela 3-5 - Parâmetros utilizados no cálculo das curvas de capacidade para edifícios de Betão armado (BA), até 1960 (Carvalho *et al.*, 2002)

Pisos	Cs	H[m]	Te[s]	α_1	α_2	γ	λ	μ
1	0.08	3.2	0.2	0.8	0.75	1.5	2.25	5
2	0.06	6.4	0.4	0.8	0.75	1.5	2.25	5
3	0.06	9.6	0.43	0.8	0.75	1.5	2.25	5
4	0.05	12.8	0.57	0.8	0.75	1.25	2.25	3.3
5 -- 7	0.04	19.2	0.6	0.7	0.75	1.25	2.25	3.3
7 -- 15	0.04	32	1	0.7	0.6	1.1	2.25	2.5

Tendo em conta a época construtiva, o material construtivo e o número de pisos, atribuiu-se a cada edifício o valor de cada coeficiente apresentados na Tabela 3-4 e Tabela 3-5, calculando-se, posteriormente, as respetivas coordenadas da curva de capacidade.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Na tabela da Figura 3.17, encontram-se reunidos os valores que caracterizam os pontos de controlo de cedência e último, resultantes da utilização das expressões e dos parâmetros apresentados anteriormente tendo em conta as tipologias construtivas estudadas neste trabalho, para a representação das curvas de capacidade das tipologias.

Nºtipologia	1º	2º	3º	4º	5º	6º	7º	8º	9º	10º	11º	12º	13º	14º	15º	SA _y	SD _y	SA _u	SD _u
1	4	4														0.083333	0.005172	0.166667	0.034133
2	3	3														0.107143	0.006649	0.214286	0.066492
3	7-15B	7-15B														0.062857	0.015603	0.141429	0.087769
4	5-7	5-7														0.066667	0.009309	0.133333	0.061439
5	5-7B	5-7B														0.071429	0.006383	0.160714	0.047396
6	2	2														0.15	0.004055	0.3	0.040549
7	4	4	4													0.083333	0.005172	0.166667	0.034133
8	5-7B	5-7B	5-7B													0.071429	0.006383	0.160714	0.047396
9	4	3	3													0.097222	0.006157	0.194444	0.055706
10	4	4	4	3												0.089506	0.005664	0.179012	0.044919
11	3	3	3													0.107143	0.006649	0.214286	0.066492
12	7-15B	7-15B	7-15B													0.062857	0.015603	0.141429	0.087769
13	3	3	3	3												0.107143	0.006649	0.214286	0.066492
14	4	4	4	4	4											0.083333	0.005172	0.166667	0.034133
15	4	4	5-7	5-7												0.073333	0.00724	0.146667	0.047786
16	7-15B	7-15B	7-15B	7-15B												0.062857	0.015603	0.141429	0.087769
17	2	2	2	2												0.15	0.004055	0.3	0.040549
18	4	4	4	4	4											0.083333	0.005172	0.166667	0.034133
19	3	3	3	3	3											0.107143	0.006649	0.214286	0.066492
20	4	4	4	4	4	5-7										0.078788	0.005999	0.157576	0.039594
21	4	4	4	4	4	4	4									0.083333	0.005172	0.166667	0.034133
22	5-7B	5-7B	5-7B	5-7B	5-7B	5-7B	5-7B									0.071429	0.006383	0.160714	0.047396
23	3	3	3	3	3	3	3									0.107143	0.006649	0.214286	0.066492
24	3	3	3	3	4	3										0.101852	0.006403	0.203704	0.061099
25	3	3	3	3	3	3	3	3								0.107143	0.006649	0.214286	0.066492
26	5-7	5-7	5-7	5-7	5-7	5-7	5-7	5-7								0.066667	0.009309	0.133333	0.061439
27	5-7	5-7	4	4	4	4	5-7	5-7								0.072222	0.007536	0.144444	0.049736
28	4	3	3	3	3	3	3	4	4							0.096154	0.006095	0.192308	0.054357
29	4	4	4	4	4	4	4	4	4							0.083333	0.005172	0.166667	0.034133
30	4	4	4	4	4	4	4	4	5-7							0.080392	0.005689	0.160784	0.037546
31	2	2	2	2	2	2	2	2	2							0.15	0.004055	0.3	0.040549
32	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4						0.083333	0.005172	0.166667	0.034133
33	5-7	3	4	5-7	4	4	4	5-7	4	4	4					0.078125	0.006561	0.15625	0.04556
34	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2				0.15	0.004055	0.3	0.040549
35	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	0.083333	0.005172	0.166667	0.034133

Figura 3.17 - Tabela dos valores de capacidades de cedência (SD_y, SA_y) e da capacidade última (SD_u, SA_u) para todas as tipologias construtivas- bandas lineares do bairro de Alvalade

Apresenta-se de seguida seis exemplos de curvas de capacidade de uma banda linear e dos edifícios que a compõe, referentes ao comportamento estrutural de algumas das tipologias estudadas no presente estudo, antes da implementação da estratégia de reforço. Também são apresentados em cada um dos exemplos, os parâmetros utilizados para determinar os pontos de controlo de cedência e último dessas curvas, assim como os valores que caracterizam esses pontos, resultantes da utilização das expressões de cálculo. Essas curvas caracterizam a vulnerabilidade sísmica de tipologias construtivas no Bairro de Alvalade, antes da aplicação de qualquer ação de mitigação.

Estas curvas são descritas de forma semelhante a uma curva de capacidade típica em que:

- Até ao ponto de cedência, a curva de capacidade do edifício é praticamente linear;
- Entre o ponto de cedência e o ponto de capacidade última, a inclinação da reta vai diminuindo gradualmente até à horizontal, passando de um estado elástico para um estado plástico;
- Para além do ponto de capacidade última a curva de capacidade mantém-se praticamente horizontal podendo aplicar-se acréscimos de deslocamento sem grande aumento de aceleração espectral, caracterizando um comportamento plástico até à rotura.

Bandas homogéneas

Conforme mencionado anteriormente, a curva de capacidade para uma banda linear de um quarteirão é neste trabalho estimada utilizando as curvas de capacidade de cada um dos edifícios que a compõem através de médias ponderadas. Sendo os edifícios iguais numa banda homogénea, os parâmetros que definem as curvas, como a *capacidade de cedência* (SD_y , SA_y) e a *capacidade última* (SD_u , SA_u) são os mesmos e por conseguinte a média é a mesma. Deste modo, a banda linear e os edifícios que a compõe apresentarão um comportamento resistente semelhante face a ocorrência de um evento sísmico.

Exemplo 1: Tipologia 1

Tabela 3-6 – Parâmetro da tipologia 1: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de quatro pisos

Pisos	Cs	H[m]	Te[s]	α_1	α_2	γ	λ	μ	Tipologia 1				
									Banda linear de 2 edifícios		4	4	
1	0.06	3.2	0.17	0.6	0.75	1.5	2.8	5	Banda linear de 2 edifícios Pedra + PRSB 1946-1970; Nº Pisos: 4				
2	0.06	6.4	0.33	0.6	0.75	1.5	2	5					
3	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	1.5	2	5	Edifício	SA_y	SD_y	SA_u	SD_u
4	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.25	2	3.3	1	0.0833	0.0052	0.1667	0.0341
5 -- 7	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	1.25	2	3.3	2	0.0833	0.0052	0.1667	0.0341
7 -- 15	0.04	32	1.25	0.75	0.75	1.1	2	3.3	Banda	0.0833	0.0052	0.1667	0.0341

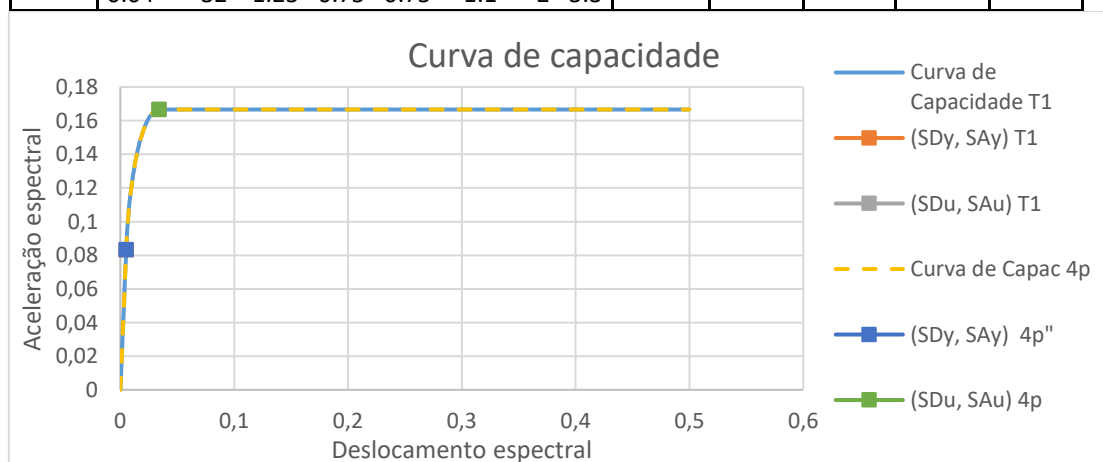


Figura 3.18 - Curva de capacidade da tipologia 1: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 4 pisos

Conforme se pode observar na Figura 3.18, a curva de capacidade da tipologia 1, banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB ambos de quatro pisos, é a mesma que a curva de capacidade do edifício que a compõe, sendo os parâmetros da capacidade de cedência (SD_y , SA_y) e da capacidade última (SD_u , SA_u) coincidentes e de valores apresentados na Tabela 3-6.

Exemplo 2: Tipologia 3

Tabela 3-7 - Parâmetros da tipologia 3: Banda linear homogénea de dois edifícios de Betão armado (BA), até 1960, ambos de 7-15 pisos

Pisos	Cs	H[m]	Te[s]	α_1	α_2	γ	λ	μ	Tipologia 3				
									7 -- 15B	7 -- 15B	7 -- 15B	7 -- 15B	7 -- 15B
1B	0.08	3.2	0.2	0.8	0.75	1.5	2.25	5	Banda linear de 2 edifícios Betão Armado até 1960; Nº Pisos: 7-15				
2B	0.06	6.4	0.4	0.8	0.75	1.5	2.25	5					
3B	0.06	9.6	0.43	0.8	0.75	1.5	2.25	5	Edifício	SA_y	SD_y	SA_u	SD_u
4B	0.05	12.8	0.57	0.8	0.75	1.25	2.25	3.3	1	0.0629	0.0156	0.1414	0.0878
5 -- 7B	0.04	19.2	0.6	0.7	0.75	1.25	2.25	3.3	2	0.0629	0.0156	0.1414	0.0878
7 -- 15B	0.04	32	1	0.7	0.6	1.1	2.25	2.5	Banda	0.0629	0.0156	0.1414	0.0878

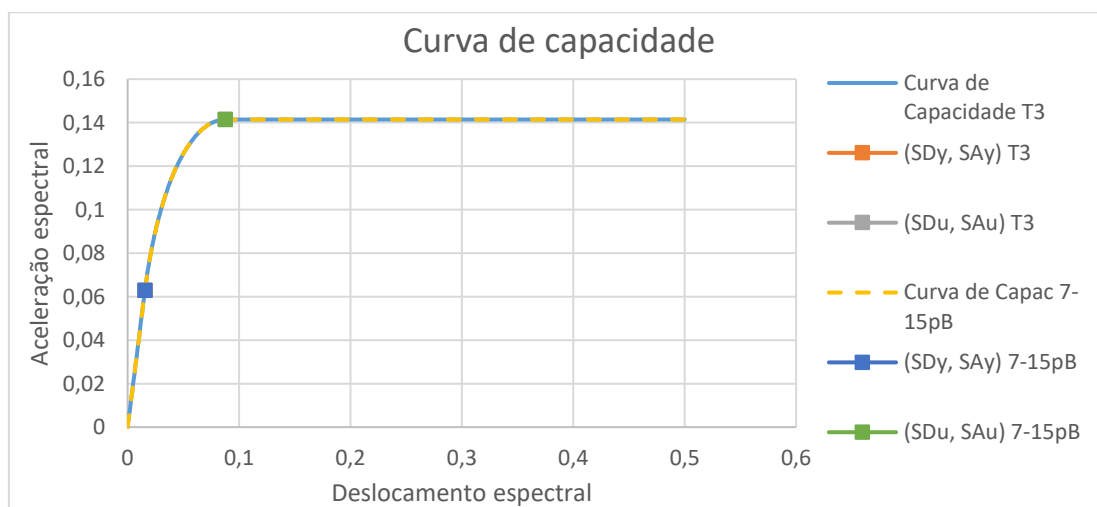


Figura 3.19 - Curva de capacidade da tipologia 3: Banda linear homogénea de dois edifícios de Betão armado (BA), até 1960, ambos de 7-15 pisos

Assim como na tipologia 1, também na tipologia 3, banda linear de dois edifícios de Betão armado, ambos de 7-15 pisos, a curva de capacidade é a mesma que a curva de capacidade do edifício que a compõe, sendo os parâmetros da capacidade de cedência (SD_y , SA_y) e da capacidade última (SD_u , SA_u) coincidentes e de valores apresentados na Tabela 3-7.

Exemplo 3: Tipologia 6

Tabela 3-8 - Parâmetros da tipologia 6: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 2 pisos

Pisos	Cs	H[m]	Te[s]	α_1	α_2	γ	λ	μ	Tipologia 6		2	2	
									Banda linear de 2 edifícios				Pedra + PRSB 1946-1970; N° Pisos:2
1	0.06	3.2	0.17	0.6	0.75	1.5	2.8	5					
2	0.06	6.4	0.33	0.6	0.75	1.5	2	5					
3	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	1.5	2	5	Edifício	SA _y	SD _y	SA _u	SD _u
4	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.25	2	3.3	1	0.1500	0.0041	0.3000	0.0405
5 -- 7	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	1.25	2	3.3	2	0.1500	0.0041	0.3000	0.0405
7 -- 15	0.04	32	1.25	0.75	0.75	1.1	2	3.3	Banda	0.1500	0.0156	0.1414	0.0405

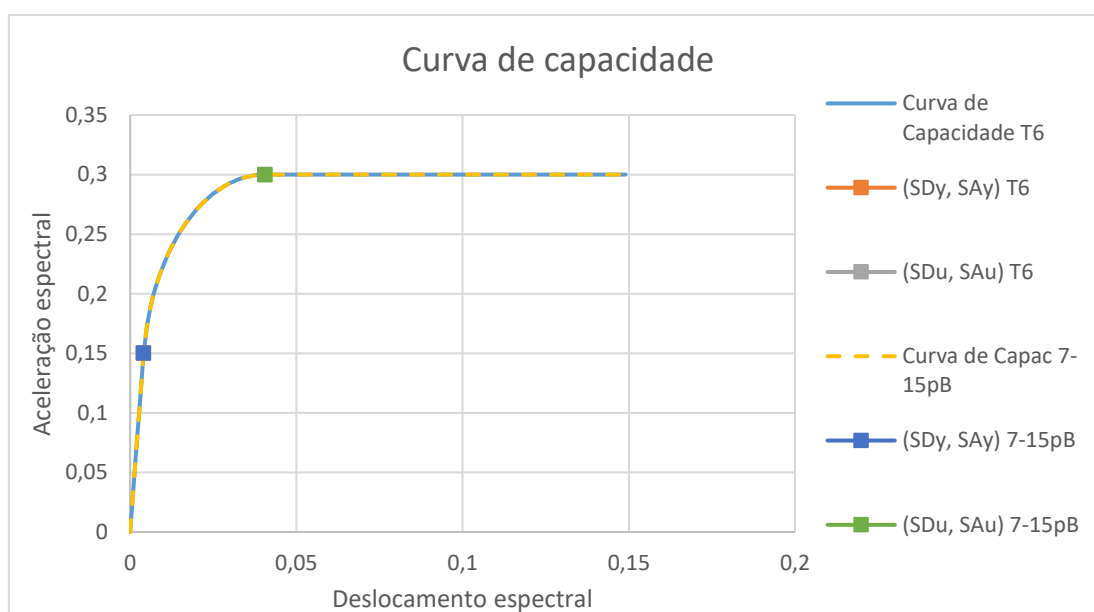


Figura 3.20 - Curva de capacidade da tipologia 6: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 2 pisos

Também na tipologia 6, banda linear de dois edifícios de Pedra + PRSB, ambos de dois pisos, a curva de capacidade é a mesma que a curva de capacidade do edifício que a compõe, sendo os parâmetros da capacidade de cedência (SD_y , SA_y) e da capacidade última (SD_u , SA_u) coincidentes e de valores apresentados na Tabela 3-8.

Note-se que todas as curvas de uma banda homogénea, mas com diferentes números de edifícios são iguais. Isto é, a curva de capacidade de uma banda linear de n edifícios de Pedra + PRSB, todos com o mesmo número de pisos é a mesma que a curva de capacidade de uma banda linear de $n+1$ edifícios de Pedra + PRSB, todos com o mesmo número de pisos. Assim como, a curva de capacidade uma banda linear de n edifícios de Betão armado, todos com o mesmo número de pisos é a mesma que a curva de capacidade de uma banda linear de $n+1$ edifícios de Betão armado, todos com o mesmo número de pisos.

Bandas heterogéneas

Sendo os edifícios diferentes numa banda heterogénea, os parâmetros que definem as curvas, como a *capacidade de cedência* (SD_y, SA_y) e a *capacidade última* (SD_u, SA_u) não são os mesmos e por conseguinte a média será diferente. Numa banda heterogénea, o edifício que tiver o maior número de amostras é aquele que terá mais peso na média e assim, a curva estará mais próxima deste último. Deste modo, a banda linear e os edifícios que a compõe apresentarão um comportamento resistente diferente face a ocorrência de um evento sísmico.

Exemplo 4: Tipologia 9

Tabela 3-9 - Parâmetros da tipologia 9: Banda linear heterogénea de três edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que um dos edifícios é de 4 pisos e os outros dois são de 3 pisos

Pisos	Cs	H[m]	Te[s]	α_1	α_2	γ	λ	μ	Tipologia 9	4	3	3	
1	0.06	3.2	0.17	0.6	0.75	1.5	2.8	5	Banda linear de 3 edifícios				
2	0.06	6.4	0.33	0.6	0.75	1.5	2	5	Pedra + PRSB 1946-1970; N° Pisos: 3 e 4				
3	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	1.5	2	5	Edifício	SA_y	SD_y	SA_u	SD_u
4	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.25	2	3.3	1	0.0833	0.0052	0.1667	0.0341
5 -- 7	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	1.25	2	3.3	2	0.1071	0.0066	0.2143	0.0665
7 -- 15	0.04	32	1.25	0.75	0.75	1.1	2	3.3	Banda	0.0972	0.0062	0.1944	0.0557

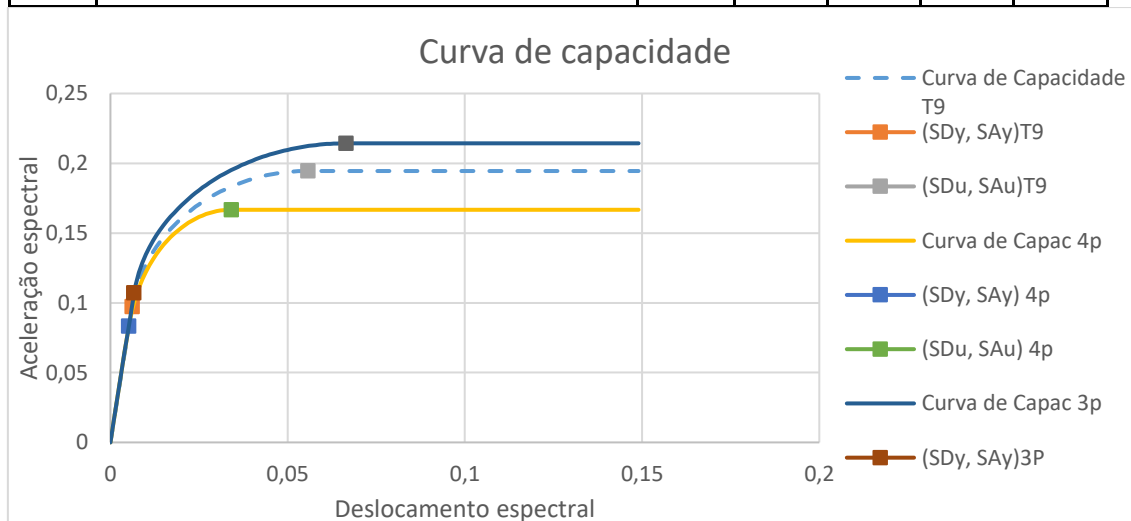


Figura 3.21 - Curva de capacidade da tipologia 9: Banda linear heterogénea de três edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que um dos edifícios é de 4 pisos e os outros dois são de 3 pisos

A curva de capacidade da tipologia 9: banda linear heterogénea de três edifícios de Pedra + PRSB, em que um dos edifícios é de 4 pisos e os outros dois são de 3 pisos, é a média das curvas de capacidade dos três edifícios que a compõe. Tal como se pode observar na Figura 3.21, a curva de capacidade da tipologia 9 está mais próxima da curva do edifício de 3 pisos pois é o que tem o maior número de amostras.

Exemplo 5: Tipologia 15

Tabela 3-10 - Parâmetros da tipologia 15: Banda linear heterogénea de quatro edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que dois dos edifícios são de 4 pisos e os outros dois são de 5-7 pisos

Pisos	Cs	H[m]	Te[s]	α_1	α_2	γ	λ	μ	Tipologia 15	4	4	5 -- 7	5 -- 7
1	0.06	3.2	0.17	0.6	0.75	1.5	2.8	5	Banda linear de 4 edifícios				
2	0.06	6.4	0.33	0.6	0.75	1.5	2	5	Pedra + PRSB 1946-1970; N° Pisos: 4 e 5-7				
3	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	1.5	2	5	Edifício	SA _y	SD _y	SA _u	SD _u
4	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.25	2	3.3	1	0.0833	0.0052	0.1667	0.0341
5 -- 7	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	1.25	2	3.3	3	0.0667	0.0093	0.1333	0.0614
7 -- 15	0.04	32	1.25	0.75	0.75	1.1	2	3.3	Banda	0.0733	0.0072	0.1467	0.0478

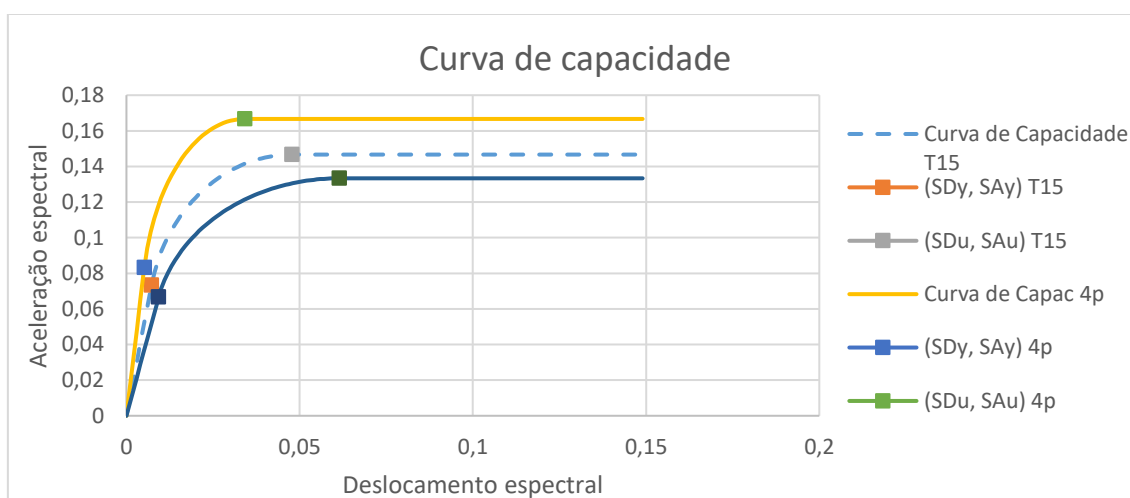


Figura 3.22 - Curva de capacidade da tipologia 15: Banda linear heterogénea de quatro edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que dois dos edifícios são de 4 pisos e os outros dois são de 5-7 pisos

A curva de capacidade da tipologia 15: banda linear heterogénea de quatro edifícios de Pedra + PRSB, em que dois dos edifícios são de 4 pisos e os outros dois são de 5-7 pisos, é a média das curvas de capacidade dos quatro edifícios que a compõe. Sendo a banda composta pelo mesmo número de amostras de edifícios de 4 pisos e edifícios de 5-7 pisos, a média dos parâmetros que define as curvas está entre os dois valores conforme se pode observar na Tabela 3-10. E a curva de capacidade da tipologia 15 está entre as curva dos edifícios que a compõe, como se pode observar na Figura 3.22.

Exemplo 6: Tipologia 33

Tabela 3-11 - Parâmetros da tipologia 33: Banda linear heterogénea de 10 edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que seis dos edifícios são de 4 pisos, três de 5-7 pisos e um de 3 pisos

Pisos	Cs	H[m]	Te[s]	α_1	α_2	γ	λ	μ	Tipologia 33	5-7 3 4 5-7 4 4 5-7 4 4 4			
										Edifício	SA _y	SD _y	SA _u
1	0.06	3.2	0.17	0.6	0.75	1.5	2.8	5	Banda linear de 4 edifícios				
2	0.06	6.4	0.33	0.6	0.75	1.5	2	5	Pedra + PRSB 1946-1970; Nº Pisos: 4 e 5-7				
3	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	1.5	2	5	1	0.0667	0.0093	0.1333	0.0614
4	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.25	2	3.3	2	0.1071	0.0066	0.2143	0.0665
5 -- 7	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	1.25	2	3.3	3	0.0833	0.0052	0.1667	0.0341
7 -- 15	0.04	32	1.25	0.75	0.75	1.1	2	3.3	Banda	0.0781	0.0066	0.1563	0.0456

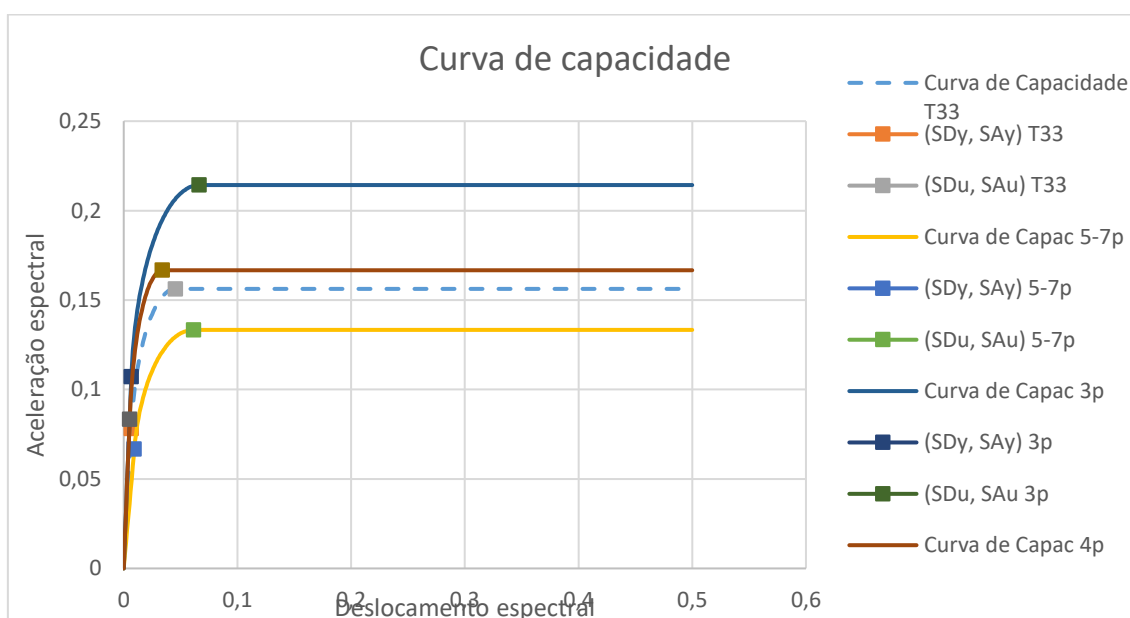


Figura 3.23 - Curva de capacidade da tipologia 33: Banda linear heterogénea de 10 edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que seis dos edifícios são de 4 pisos, três de 5-7 pisos e um de 3 pisos

A curva de capacidade da tipologia 33: banda linear heterogénea de 10 edifícios de Pedra + PRSB, em que seis dos edifícios são de 4 pisos, três de 5-7 pisos e um de 3 pisos, é a média das curvas de capacidade dos dez edifícios que a compõe. Tal como se pode observar na Figura 3.23, a curva de capacidade da tipologia 33 está mais próxima da curva do edifício de 4 pisos pois é o que tem o maior número de amostras, e está mais afastado da curva do edifício de 3 pisos por estar em minoria.

Determinação da curva de Fragilidade de uma tipologia

Tal como já referido, as curvas de fragilidade assumem, na metodologia HAZUS 99 (FEMA e NIBS, 1999), a forma de distribuições lognormais que visam exprimir a probabilidade de uma determinada tipologia se encontrar em, ou exceder, um determinado estado de dano, d , dada uma ação sísmica de determinada severidade, em que nesta metodologia, o parâmetro de Medida de Intensidade sísmica (IM) é o deslocamento espectral (S_d). Apresentou-se na secção 2.3.1.2 as expressões que permitem calcular a probabilidade condicional e assim como os valores medianos do deslocamento espectral de uma tipologia construtiva. Com estas expressões foi possível estimar os valores medianos de cada um dos edifícios existentes em cada banda, representativos da tipologia de edifícios de Pedra + PRSB, da época de 1946-1970 ou os edifícios de betão armado até 1960, com o respetivo número de pisos.

Determinação das curvas de fragilidade de um quarteirão

O deslocamento no topo do edifício correspondente no estado de dano d ($D_{\text{topo},d}$) é dado por:

$$D_{\text{topo},d} = \frac{\overline{SD}_d}{\alpha_2} = \delta_d \times h \quad (3.6)$$

Em que:

$D_{\text{topo},d}$ - deslocamento no topo do edifício

As restantes variáveis têm o significado que já foi definido anteriormente.

A expressão (3.6) mostra que o deslocamento no topo do edifício correspondente no estado de dano d ($D_{\text{topo},d}$) depende do valor mediano do deslocamento espectral para o qual o edifício representativo de dada tipologia tipo atinge o limiar do estado de dano d , \overline{SD}_d . Mas, por sua vez pode ser calculado em função de δ_d e h . Assim, o valor mediano do deslocamento espectral para o qual o edifício representativo de dada tipologia tipo atinge o limiar do estado de dano d , \overline{SD}_d é escrito em função do deslocamento no topo através de δ_d e h .

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Para uma banda linear de um quarteirão, os valores medianos dos deslocamentos espectrais para o estado de dano d , \overline{SD}_d , serão neste trabalho, alvo de um processamento semelhante ao das curvas de capacidade, sendo calculados através das médias ponderadas dos valores de cada um dos edifícios que a compõe, resultando na formulação desenvolvida por Candeias (comunicação particular):

$$\overline{SD}_d = \frac{\sum_i \delta_{d,i} \times h_i}{\sum_i \frac{1}{\alpha_{2,i}}} \quad (3.7)$$

Em que:

\overline{SD}_d - o valor mediano do deslocamento espectral (ou de outro parâmetro da ação sísmica) para o qual o edifício representativo de dada tipologia tipo atinge o limiar do estado de dano d ;

$\delta_{d,i}$ - coeficiente de deslocamento relativo entre pisos (*drift ratios*) correspondente ao estado de dano d para o edifício i ;

$\alpha_{2,i}$ - fração da altura dos edifícios de dada tipologia que participa no seu modo de vibração fundamental para o edifício i ;

h_i - altura média do edifício i da tipologia

Curvas de fragilidade e valores medianos dos estados de dano obtida(o)s

As curvas de fragilidade foram definidas com base em estimativas dos valores medianos do deslocamento espectral para o qual o edifício representativo de dada tipologia tipo atinge o limiar do estado de dano d .

Cinco estados de dano foram considerados, específicos para cada tipologia: sem dano, danos ligeiros, moderados, extensivos e completos. Sendo os valores medianos do deslocamento espectral associados aos quatro últimos estados de dano: $SD_{\text{ligeiro}}(\delta_1)$, $SD_{\text{moderado}}(\delta_2)$, $SD_{\text{severo}}(\delta_3)$ e $SD_{\text{completo}}(\delta_4)$.

Tal como já referido, os valores dos parâmetros δ_d , α_2 , e h encontram-se tabelados e são função da tipologia construtiva e do nível de severidade sísmica considerada no dimensionamento da estrutura (FEMA, 2012). Assim, nas tabelas Tabela 3-12 e Tabela 3-13 encontram-se reunidos os valores propostos para as tipologias, edifícios de Pedra + PRSB e edifícios de Betão armado utilizados no presente estudo para o cálculo das curvas de fragilidade.

Tabela 3-12 - Parâmetros utilizados no cálculo das curvas de fragilidade para edifícios de Pedra + PRSB, representativos da época de 1946-1970 (Carvalho *et al.*, 2002)

Pisos	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	α_2	H[m]
1	0.003	0.006	0.012	0.028	0.75	3.2
2	0.00268	0.0054	0.0109	0.0254	0.75	6.4
3	0.00236	0.0048	0.0098	0.0228	0.75	9.6
4	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8
5 -- 7	0.00172	0.0036	0.0076	0.0176	0.75	19.2
7 -- 15	0.0014	0.003	0.0065	0.015	0.75	32

Tabela 3-13 - Parâmetros utilizados no cálculo das curvas de fragilidade para edifícios de Betão armado (BA), até 1960 (Carvalho *et al.*, 2002)

Pisos	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	α_2	H[m]
1B	0.004	0.01	0.016	0.037	0.75	3.2
2B	0.0036	0.009	0.0148	0.0346	0.75	6.4
3B	0.0032	0.008	0.0136	0.0322	0.75	9.6
4B	0.0028	0.0065	0.0124	0.0298	0.75	12.8
5 -- 7B	0.0024	0.005	0.0112	0.0274	0.75	19.2
7 -- 15B	0.002	0.0045	0.01	0.025	0.6	32

Também os betas utilizados para determinar as curvas de fragilidade encontram-se tabelados para cada tipologia construtiva. Sendo que, na Tabela 3-14 e Tabela 3-15 encontram-se reunidos os valores propostos para as tipologias, edifícios de Pedra + PRSB e edifícios de Betão armado utilizados no presente estudo para o cálculo das curvas de fragilidade.

Tabela 3-14- Parâmetros utilizados no cálculo das curvas de fragilidade para edifícios de Pedra + PRSB, representativos da época de 1946-1970 1970 (Carvalho *et al.*, 2002)

Pisos	beta _{ligeiro} [m]	beta _{moderado} [m]	beta _{severo} [m]	beta _{total} [m]
1	1.055	1.055	1.055	1.055
2	1.055	1.055	1.055	1.055
3	0.9025	0.9025	0.9025	0.9025
4	0.9025	0.9025	0.9025	0.9025
5 -- 7	0.9025	0.9025	0.9025	0.9025
7 -- 15	0.9025	0.9025	0.9025	0.9025

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Tabela 3-15 - Parâmetros utilizados no cálculo das curvas de fragilidade para edifícios de Betão armado (BA), até 1960 (Carvalho *et al.*, 2002)

Pisos	beta _{ligeiro} [m]	beta _{moderado} [m]	beta _{severo} [m]	beta _{total} [m]
1	0.92	0.92	0.92	0.92
2	0.92	0.92	0.92	0.92
3	0.92	0.92	0.92	0.92
4	0.82	0.82	0.82	0.82
5 -- 7	0.82	0.82	0.82	0.82
7 -- 15	0.82	0.82	0.82	0.82

Tendo em conta a época construtiva, o material construtivo e o número de pisos, atribuiu-se a cada edifício o valor de cada coeficiente apresentados na Tabela 3-12 e Tabela 3-13, calculando-se, posteriormente, os respetivos valores medianos de forma a representar as curvas de fragilidade tendo em conta os betas da Tabela 3-14 e Tabela 3-15.

Na tabela da Figura 3.24, encontram-se reunidos os valores que caracterizam os valores medianos, resultantes da utilização das expressões e dos parâmetros apresentados anteriormente tendo em conta as tipologias construtivas estudadas neste trabalho, para a representação das curvas de fragilidade das tipologias.

Nºtipologia	1º	2º	3º	4º	5º	6º	7º	8º	9º	10º	11º	12º	13º	14º	15º	SD _{ligeiro}	SD _{moderado}	SD _{extensivo}	SD _{complete}
1	4	4														0.019584	0.04032	0.08352	0.19392
2	3	3														0.016992	0.03456	0.07056	0.16416
3	7-15B	7-15B														0.0384	0.0864	0.192	0.48
4	5-7	5-7														0.024768	0.05184	0.10944	0.25344
5	5-7B	5-7B														0.03456	0.072	0.16128	0.39456
6	2	2														0.012864	0.02592	0.05232	0.12192
7	4	4	4													0.019584	0.04032	0.08352	0.19392
8	5-7B	5-7B	5-7B													0.03456	0.072	0.16128	0.39456
9	4	3	3													0.017856	0.03648	0.07488	0.17408
10	4	4	4	3												0.01872	0.0384	0.0792	0.184
11	3	3	3													0.016992	0.03456	0.07056	0.16416
12	7-15B	7-15B	7-15B													0.0384	0.0864	0.192	0.48
13	3	3	3	3												0.016992	0.03456	0.07056	0.16416
14	4	4	4	4	4											0.019584	0.04032	0.08352	0.19392
15	4	4	5-7	5-7												0.022176	0.04608	0.09648	0.22368
16	7-15B	7-15B	7-15B	7-15B												0.0384	0.0864	0.192	0.48
17	2	2	2	2	2											0.012864	0.02592	0.05232	0.12192
18	4	4	4	4	4	4										0.019584	0.04032	0.08352	0.19392
19	3	3	3	3	3	3										0.016992	0.03456	0.07056	0.16416
20	4	4	4	4	4	5-7										0.020621	0.042624	0.088704	0.205824
21	4	4	4	4	4	4	4									0.019584	0.04032	0.08352	0.19392
22	5-7B	5-7B	5-7B	5-7B	5-7B	5-7B	5-7B									0.03456	0.072	0.16128	0.39456
23	3	3	3	3	3	3	3									0.016992	0.03456	0.07056	0.16416
24	3	3	3	3	3	4	3									0.017424	0.03552	0.07272	0.16912
25	3	3	3	3	3	3	3	3								0.016992	0.03456	0.07056	0.16416
26	5-7	5-7	5-7	5-7	5-7	5-7	5-7	5-7								0.024768	0.05184	0.10944	0.25344
27	5-7	5-7	4	4	4	4	5-7	5-7								0.022546	0.046903	0.098331	0.227931
28	4	3	3	3	3	3	3	4	4							0.017964	0.03672	0.07542	0.17532
29	4	4	4	4	4	4	4	4	4							0.019584	0.04032	0.08352	0.19392
30	4	4	4	4	4	4	4	4	5-7							0.020232	0.04176	0.08676	0.20136
31	2	2	2	2	2	2	2	2	2							0.012864	0.02592	0.05232	0.12192
32	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4						0.019584	0.04032	0.08352	0.19392
33	5-7	3	4	5-7	4	4	5-7	4	4	4						0.02088	0.0432	0.09	0.2088
34	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2				0.012864	0.02592	0.05232	0.12192
35	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	0.019584	0.04032	0.08352	0.19392

Figura 3.24 - Tabela dos valores medianos do deslocamento espectral para o qual o edifício representativo de dada tipologia tipo atinge o limiar do estado de dano d, para todas as tipologias construtivas

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Apresenta-se de seguida seis exemplos de curvas de fragilidade de algumas das tipologias estudadas no presente estudo antes da implementação das estratégias de reforço, sendo apresentados em cada um dos exemplos, também os parâmetros utilizados para determinar os valores medianos do deslocamento espectral, assim como os valores que caracterizam esses valores, resultantes das expressões de cálculo.

Estas curvas estão representadas para os quatro estados de dano: dano ligeiro, dano moderado, dano severo e dano total, em que o parâmetro Medida da Intensidade sísmica é o deslocamento espectral. Note-se, no entanto, que para o estado ausência de danos, a curva de fragilidade é trivialmente igual a um. Ao longo do eixo das abcissas está representado o deslocamento espectral (SD) em m e ao longo do eixo das ordenadas a probabilidade de se encontrar em, ou exceder, cada um dos estados limites de dano.

Bandas homogéneas

Exemplo 1: Tipologia 1

Tabela 3-16 - Parâmetros da tipologia 1: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 4 pisos

Pisos	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	α_2	H[m]	Tipologia 1				
1	0.003	0.006	0.012	0.028	0.75	3.2	Banda linear de 2 edifícios Pedra + PRSB 1946-1970; N° Pisos: 4				
2	0.00268	0.0054	0.0109	0.0254	0.75	6.4					
3	0.00236	0.0048	0.0098	0.0228	0.75	9.6					
4	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8	Banda	SD _{ligeiro} 0.0196	SD _{moderado} 0.0403	SD _{extensive} 0.0835	SD _{complete} 0.1939
5 -- 7	0.00172	0.0036	0.0076	0.0176	0.75						
7 -- 15	0.0014	0.003	0.0065	0.015	0.75	32					

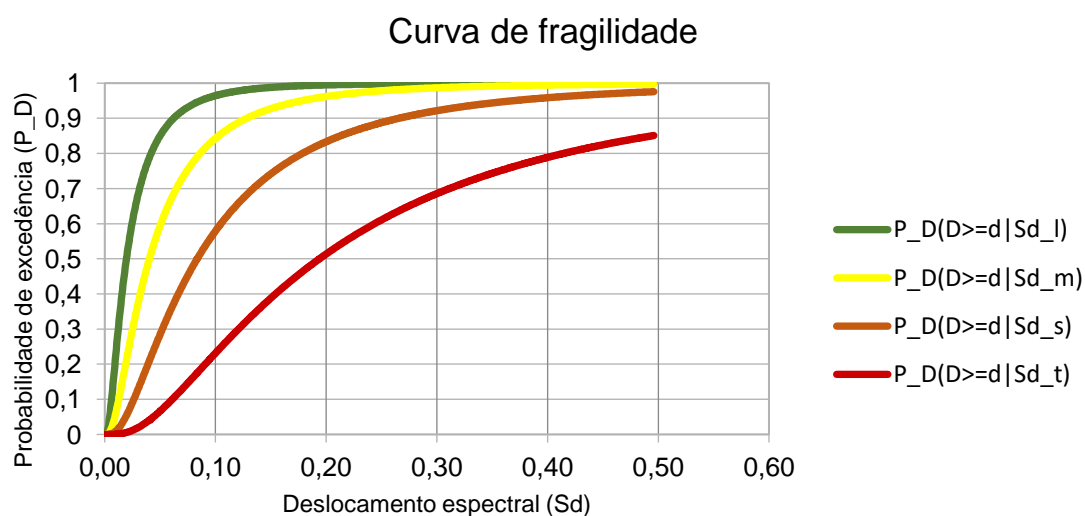


Figura 3.25 - Curvas de fragilidade da tipologia 1: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 4 pisos

Exemplo 2: Tipologia 3

Tabela 3-17 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 3: Banda linear homogénea de dois edifícios de Betão armado (BA), até 1960, ambos de 7-15 pisos

Pisos	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	α_2	H[m]	Tipologia 3	7 -- 15B	7 -- 15B		
1B	0.004	0.01	0.016	0.037	0.75	3.2	Banda linear de 2 edifícios				
2B	0.0036	0.009	0.0148	0.0346	0.75	6.4	Betão Armado até 1960; N° Pisos: 7-15				
3B	0.0032	0.008	0.0136	0.0322	0.75	9.6		$SD_{ligeiro}$	$SD_{moderado}$	$SD_{extensive}$	$SD_{complete}$
4B	0.0028	0.0065	0.0124	0.0298	0.75	12.8	Banda	0.0384	0.0864	0.1920	0.4800
5 -- 7B	0.0024	0.005	0.0112	0.0274	0.75	19.2					
7 -- 15B	0.002	0.0045	0.01	0.025	0.6	32					

Curva de fragilidade

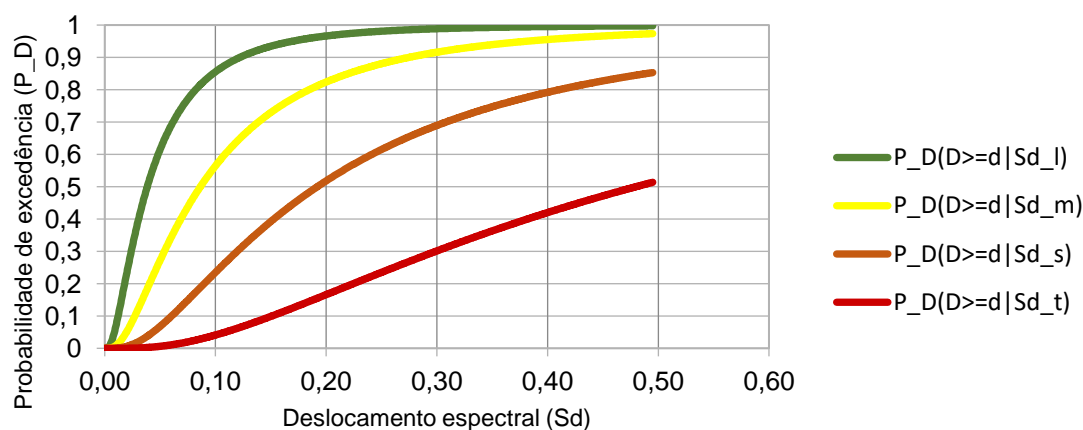


Figura 3.26 - Curvas de fragilidade da tipologia 3: Banda linear homogénea de dois edifícios de Betão armado (BA), até 1960, ambos de 7-15 pisos

Exemplo 3: Tipologia 6

Tabela 3-18 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 6: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 2 pisos

Pisos	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	α_2	H[m]	Tipologia 6	2	2		
1	0.003	0.006	0.012	0.028	0.75	3.2	Banda linear de 2 edifícios				
2	0.00268	0.0054	0.0109	0.0254	0.75	6.4	Pedra + PRSB 1946-1970; N° Pisos:2				
3	0.00236	0.0048	0.0098	0.0228	0.75	9.6		$SD_{ligeiro}$	$SD_{moderado}$	$SD_{extensive}$	$SD_{complete}$
4	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8	Banda	0.0129	0.0864	0.1920	0.1219
5 -- 7	0.00172	0.0036	0.0076	0.0176	0.75	19.2					
7 -- 15	0.0014	0.003	0.0065	0.015	0.75	32					

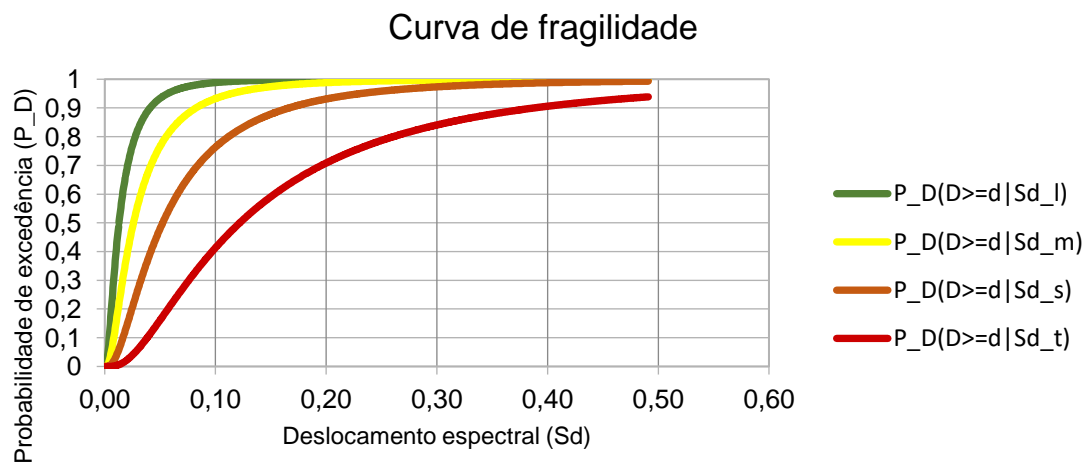


Figura 3.27 - Curvas de fragilidade da tipologia 6: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 2 pisos

Bandas heterogéneas

Exemplo 4: Tipologia 9

Tabela 3-19 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 9: Banda linear heterogénea de três edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que um dos edifícios é de 4 pisos e os outros dois são de 3 pisos

Pisos	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	α_2	H[m]	Tipologia 9	4	3	3	
1	0.003	0.006	0.012	0.028	0.75	3.2	Banda linear de 3 edifícios				
2	0.00268	0.0054	0.0109	0.0254	0.75	6.4	Pedra + PRSB 1946-1970; N° Pisos: 3 e 4				
3	0.00236	0.0048	0.0098	0.0228	0.75	9.6					
4	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8	Banda	$SD_{ligeiro}$	$SD_{moderado}$	$SD_{extensive}$	$SD_{complete}$
5 -- 7	0.00172	0.0036	0.0076	0.0176	0.75	19.2		0.0179	0.0365	0.0749	0.1741
7 -- 15	0.0014	0.003	0.0065	0.015	0.75	32					

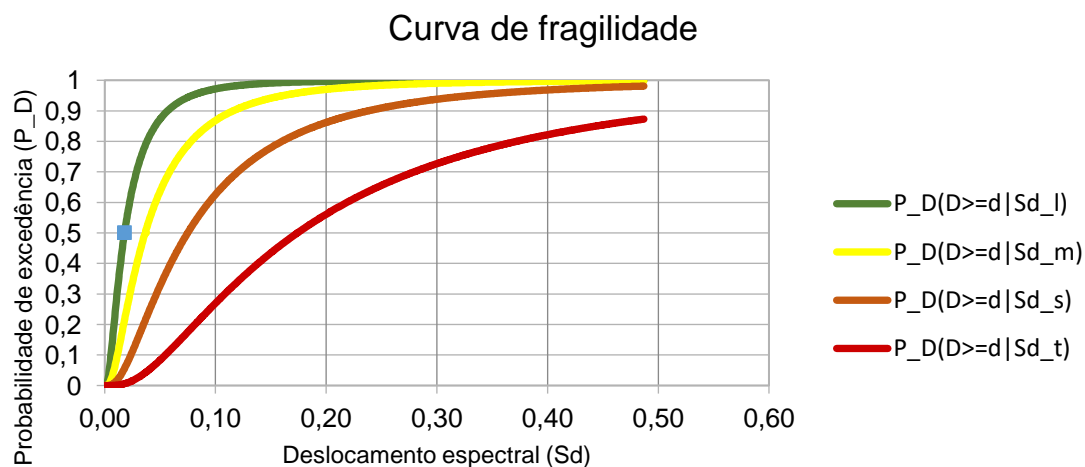


Figura 3.28 - Curvas de fragilidade da tipologia 9: Banda linear heterogénea de três edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que um dos edifícios é de 4 pisos e os outros dois são de 3 pisos

Exemplo 5: Tipologia 15

Tabela 3-20 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 15: Banda linear heterogénea de quatro edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que dois dos edifícios são de 4 pisos e os outros dois são de 5-7

pisos

Pisos	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	α_2	H[m]	Tipologia 15	4	4	5 -- 7	5 -- 7
1	0.003	0.006	0.012	0.028	0.75	3.2	Banda linear de 4 edifícios				
2	0.00268	0.0054	0.0109	0.0254	0.75	6.4	Pedra + PRSB 1946-1970; Nº Pisos: 4 e 5-7				
3	0.00236	0.0048	0.0098	0.0228	0.75	9.6		$SD_{ligeiro}$	$SD_{moderado}$	$SD_{extensive}$	$SD_{complete}$
4	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8	Banda	0.0222	0.0461	0.0965	0.2237
5 -- 7	0.00172	0.0036	0.0076	0.0176	0.75	19.2					
7 -- 15	0.0014	0.003	0.0065	0.015	0.75	32					

Curva de fragilidade

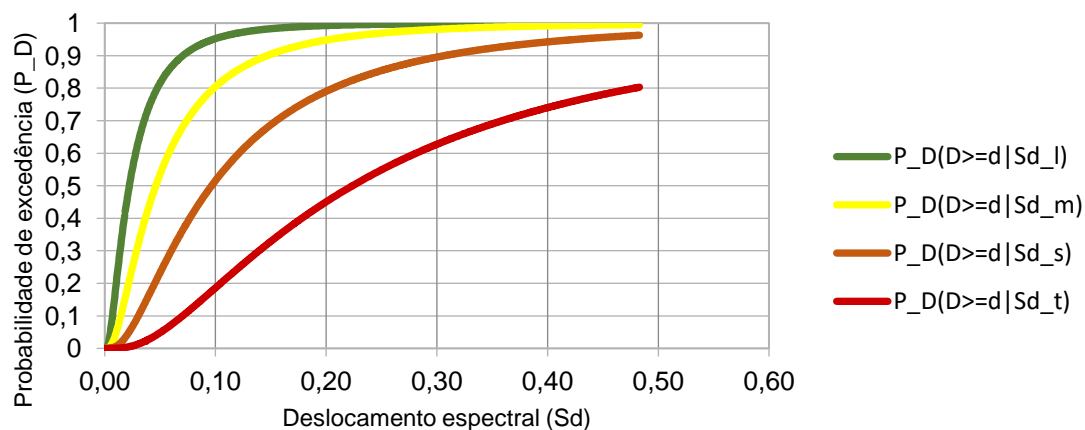


Figura 3.29 - Curvas de fragilidade da tipologia 15: Banda linear heterogénea de quatro edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que dois dos edifícios são de 4 pisos e os outros dois são de 5-7 pisos

Exemplo 6: Tipologia 33

Tabela 3-21 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 33: Banda linear heterogénea de 10 edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que seis dos edifícios são de 4 pisos, três de 5-7 pisos e um de 3 pisos.

Pisos	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	α_2	H[m]	Tipologia 33						
1	0.003	0.006	0.012	0.028	0.75	3.2	Banda linear de 4 edifícios						
2	0.00268	0.0054	0.0109	0.0254	0.75	6.4	Pedra + PRSB 1946-1970; N° Pisos: 4 e 5-7						
3	0.00236	0.0048	0.0098	0.0228	0.75	9.6		$SD_{ligeiro}$	$SD_{moderado}$	$SD_{extensive}$	$SD_{complete}$		
4	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8	Banda	0.0209	0.0432	0.0900	0.2088		
5 -- 7	0.00172	0.0036	0.0076	0.0176	0.75	19.2							
7 -- 15	0.0014	0.003	0.0065	0.015	0.75	32							

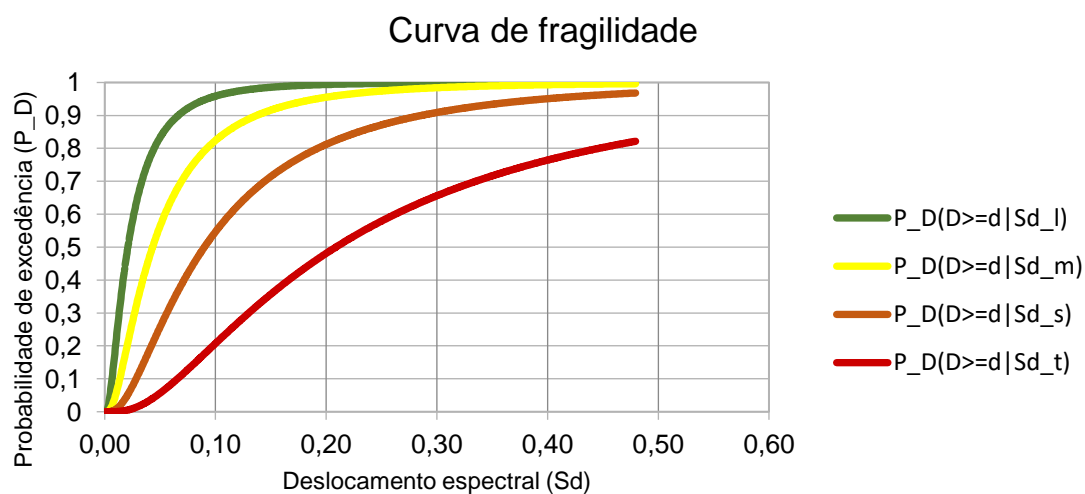


Figura 3.30 - Curvas de fragilidade da tipologia 33: Banda linear heterogénea de dez edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que seis dos edifícios são de 4 pisos, três de 5-7 pisos e um de 3

4. ESTRATEGIAS DE AVALIAÇÃO DE RISCO: APLICAÇÃO AO BAIRRO DE ALVALADE

Tal como já referido, este estudo prende-se com a análise do risco sísmico, a que os edifícios em bandas lineares, no caso concreto do bairro de Alvalade se encontram sujeitos. Utilizando as curvas de capacidade e fragilidade característicos das tipologias construtivas representativas, caracteriza-se o parque habitacional da região em termos da sua vulnerabilidade sísmica. Analisou-se nas secções anteriores as diferentes tipologias, tendo em conta as respetivas curvas antes de qualquer intervenção. Esta secção dedica-se a expor as estratégias de reforço adotadas para a modificação destas curvas de forma a melhorar o desempenho sísmico da estrutura.

4.1. Estratégias de mitigação adotadas

A aplicação das estratégias de mitigação adotadas para o reforço dos edifícios pertencentes a cada banda será realizada de acordo com a expressão:

$$Banda_{reforçada} = \frac{n_{edificios} + 1}{2} \quad (4.1)$$

Em que:

Banda_{reforçada} - Reforço de banda pertencente a dada tipologia a construtiva;

n_{edificios} – número de edifícios de uma banda pertencente a dada tipologia a construtiva;

Desta forma, o reforço é feito de forma alternada, reforçando-se prioritariamente os edifícios mais vulneráveis da mesma banda, isto é, os edifícios extremos e os de maior altura conforme os seguintes esquemas:

Banda	Estratégias de reforço para cada banda														
1	4R	4R	2Edifícios(E)/banda(b)-reforço(r) de 2 edifícios												
9	4R	3	3R												
10	4R	4	3R												
12	7-15RB	7-15B	7-15RB	3Edifícios/banda-reforço de 2 edifícios											
14	4R	4	4R	4R	4Edifícios/banda-reforço de 3 edifícios										
15	4R	4	5-7R	5-7R											
20	4R	4	4R	4	5-7R	5Edifícios/banda-reforço de 3 edifícios									
21	4R	4	4R	4R	4	4R	6 Edifícios/banda-reforço de 4 edifícios								
25	3R	3	3R	3	3R	3	3R	7Edifícios/banda-reforço de 4 edifícios							
27	5-7R	5-7	4R	4	4R	5-7	5-7R								
28	4R	3	3R	3	3R	3R	4	4R	8Edifícios/banda-reforço de 5 edifícios						
30	4R	4	4R	4	4R	4R	4	5-7R							
32	4R	4	4R	4	4R	4	4R	4	4R	9Edifícios/banda-reforço de 5edif					
33	5-7R	3	4R	5-7	4R	4R	5-7	4R	4	4R	10E/b-r de 6 ed				
34	2R	2	2R	2	2R	2	2R	2R	2	2R	2	2R	12E/b-r de 2 E		
35	4R	4	4R	4	4R	4	4R	4	4R	4	4R	4	4R	4	
2/2R	Edifício de 2 pisos sem reforço e com reforço														
3/3R	Edifício de Pedra + PRSB de 3 pisos sem reforço e com reforço														
4/4R	Edifício de Pedra + PRSB de 4 pisos sem reforço e com reforço														
5-7/5-7R	Edifício de Pedra + PRSB de 5-7 pisos sem reforço e com reforço														
7-15B /7-15RB	Edifício de Pedra + PRSB de BA de 7-15 pisos sem reforço e com reforço														

4.1.1. Curva de capacidade

Como estratégias de mitigação adotaram-se quatro estratégias de mitigação R1, R2, R3 e R4, correspondentes a quatro combinações da capacidade da força e a capacidade dúctil da estrutura. Cada uma destas quatro combinações corresponde a variações dos parâmetros que definem a curva de capacidade como os fatores de resistência (γ e λ), e os fatores da ductilidade(μ). Note-se, no entanto, que o reforço sísmico das estruturas de alvenaria, em geral, é mais viável através do aumento da sua capacidade de força, ao invés do aumento da sua capacidade dúctil, mas não sendo também viável aumentar de forma considerável, a capacidade da força da estrutura sem aumentar sua capacidade dúctil.

Na Tabela 4-1, estão listadas as quatro estratégias de mitigação adotadas, sendo que cada estratégia foi realizada tendo em conta as duas classes tipológicas e os seis pisos aqui estudados, ou seja, os edifícios de Pedra + PRSB (1946-70) e os de BA – (até 1960), e pisos variáveis de 1, 2, 3, 4, 5-7 e 7-15. Obviamente, essas intervenções afetarão as expressões de cálculo e, conseqüentemente, diminuirão a estimativa de dano.

Tabela 4-1 –Estratégias de mitigação adotadas com os parâmetros de melhoria

	γ	λ	μ
R1 Classe tipológica, Piso	γ Classe tipológica, Piso x1,25	λ Classe tipológica, Piso	μ Classe tipológica, Piso
R2 Classe tipológica, Piso	γ Classe tipológica, Piso X1,5	λ Classe tipológica, Piso	μ Classe tipológica, Piso
R3 Classe tipológica, Piso	γ Classe tipológica, Piso x1,75	λ Classe tipológica, Piso	μ Classe tipológica, Piso
R4 Classe tipológica, Piso	γ Classe tipológica, Piso x1,75	λ Classe tipológica, Piso x1,75	μ Classe tipológica, Piso

Os critérios para a seleção dos valores apresentados na Tabela 4-1 baseiam-se nos seguintes pressupostos: (1) a capacidade de força, γ , começa com o valor 1,25 atingindo um valor máximo de 1,75; (2) a capacidade de força, λ , mantém do valor inicial, sem reforço para as três primeiras estratégias e tem um valor máximo de 1,75 para a estratégia 4; (3) a capacidade dúctil mantém o valor inicial, sem reforço; (4) o aumento da capacidade de força máxima(última), A_u , foi limitado a um limite superior extremo, correspondente a um fator de 3 ($1,75 \times 1,75$).

Encontra-se em anexo, a tabela das estratégias de mitigação adotadas para todos os parâmetros e fatores de vulnerabilidade aqui estudados.

Nas secções a seguir são apresentadas as análises de vulnerabilidade sísmica dos edifícios em banda quando sujeitos a intervenções que pretendem melhorar o seu comportamento sísmico.

Curvas de risco sísmico para as estratégias de mitigação selecionadas

Considerando todas as combinações possíveis de soluções de reforço apresentadas anteriormente, apresentam-se nesta secção seis exemplos de curvas de capacidade de uma banda linear e dos edifícios que a compõem, referentes ao comportamento estrutural de algumas das tipologias estudadas no presente estudo, antes e depois da implementação da estratégia de reforço, sendo

apresentados em cada um dos exemplos, também os parâmetros utilizados para determinar os pontos de controlo de cedência e último dessas curvas, assim como os valores que caracterizam esses pontos, resultantes da utilização das expressões de cálculo. Cada solução originou novas curvas de capacidade características dos edifícios agora reforçados, as quais são apresentadas no anexo. Essas curvas caracterizam a vulnerabilidade sísmica de tipologias de construção no Bairro de Alvalade, antes e após a aplicação de ação de mitigação.

Bandas homogéneas

Exemplo 1: Tipologia 1

Tabela 4-2 - Parâmetros da tipologia 1: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 4 pisos.

Pisos	Cs	H[m]	Te[s]	α_1	α_2	γ	λ	μ	Tipologia 1				
									4	4	4	4	
1	0.06	3.2	0.17	0.6	0.75	1.5	2.8	5	Banda linear de 2 edifícios Pedra + PRSB 1946-1970; N° Pisos: 4				
2	0.06	6.4	0.33	0.6	0.75	1.5	2	5					
3	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	1.5	2	5	Edifício	SA _y	SD _y	SA _u	SD _u
4	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.25	2	3.3	1	0.0833	0.0052	0.1667	0.0341
5 -- 7	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	1.25	2	3.3	2	0.0833	0.0052	0.1667	0.0341
7 -- 15	0.04	32	1.25	0.75	0.75	1.1	2	3.3	Banda	0.0833	0.0052	0.1667	0.0341
4R1	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.5625	2	3.3	BandaR1	0.1042	0.0065	0.2083	0.0427
4R2	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.875	2	3.3	BandaR2	0.1250	0.0078	0.2500	0.0512
4R3	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	2.1875	2	3.3	BandaR3	0.1458	0.0091	0.2917	0.0597
4R4	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	2.1875	3.5	3.3	BandaR4	0.1458	0.0091	0.5104	0.1045

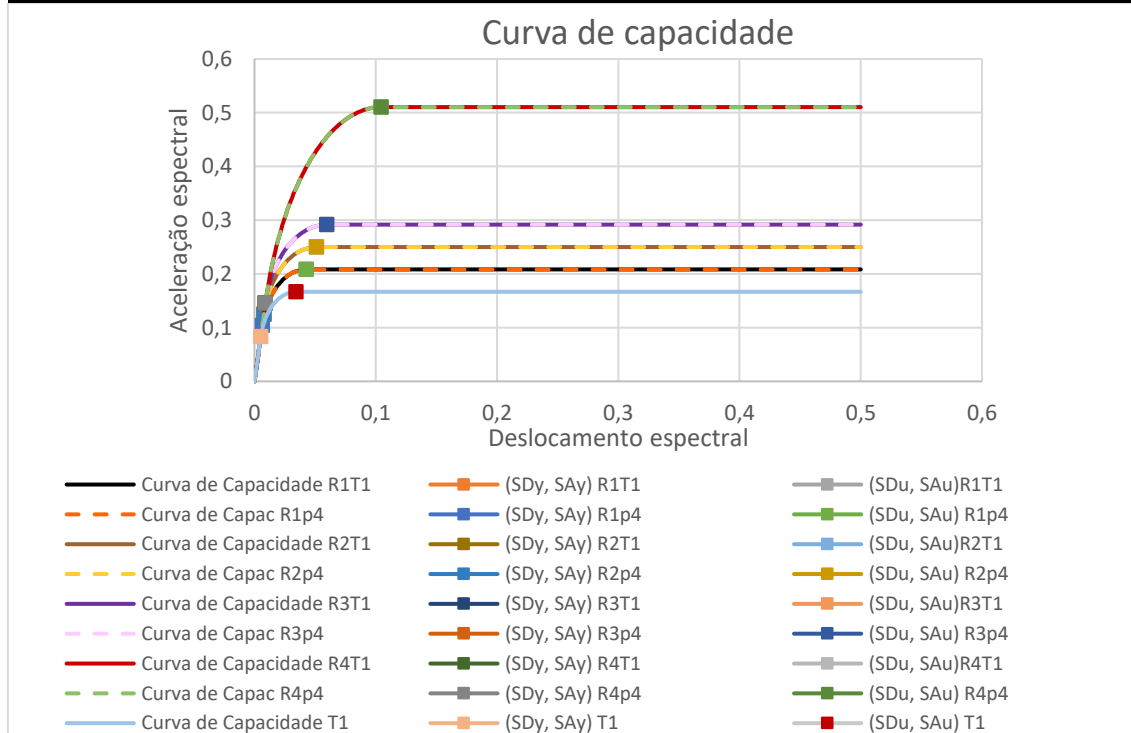


Figura 4.1 - Curva de capacidade sem reforço e reforçada da tipologia 1: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 4 pisos.

Exemplo 2: Tipologia 3

Tabela 4-3 - Parâmetros da tipologia 3: Banda linear homogénea de dois edifícios de Betão armado (BA), até 1960, ambos de 7-15 pisos

Pisos	Cs	H[m]	Te[s]	α_1	α_2	γ	λ	μ	Tipologia 3				
									7 -- 15B	7 -- 15B			
1B	0.08	3.2	0.2	0.8	0.75	1.5	2.25	5	Banda linear de 2 edifícios				
2B	0.06	6.4	0.4	0.8	0.75	1.5	2.25	5	Betão Armado até 1960; Nº Pisos: 7-15				
3B	0.06	9.6	0.43	0.8	0.75	1.5	2.25	5	Edifício	SA _y	SD _y	SA _u	SD _u
4B	0.05	12.8	0.57	0.8	0.75	1.25	2.25	3.3	1	0.0629	0.0156	0.1414	0.0878
5 -- 7B	0.04	19.2	0.6	0.7	0.75	1.25	2.25	3.3	2	0.0629	0.0156	0.1414	0.0878
7 -- 15B	0.04	32	1	0.7	0.6	1.1	2.25	2.5	Banda	0.0629	0.0156	0.1414	0.0878
7 -- 15R1B	0.04	32	1	0.7	0.6	1.375	2.25	2.5	BandaR1	0.0786	0.0195	0.1768	0.1097
7 -- 15R2B	0.04	32	1	0.7	0.6	1.65	2.25	2.5	BandaR2	0.0943	0.0234	0.2121	0.1317
7 -- 15R3B	0.04	32	1	0.7	0.6	1.925	2.25	2.5	BandaR3	0.1100	0.0273	0.2475	0.1536
7 -- 15R4B	0.04	32	1	0.7	0.6	1.925	3.9375	2.5	BandaR4	0.1100	0.0273	0.4331	0.2688

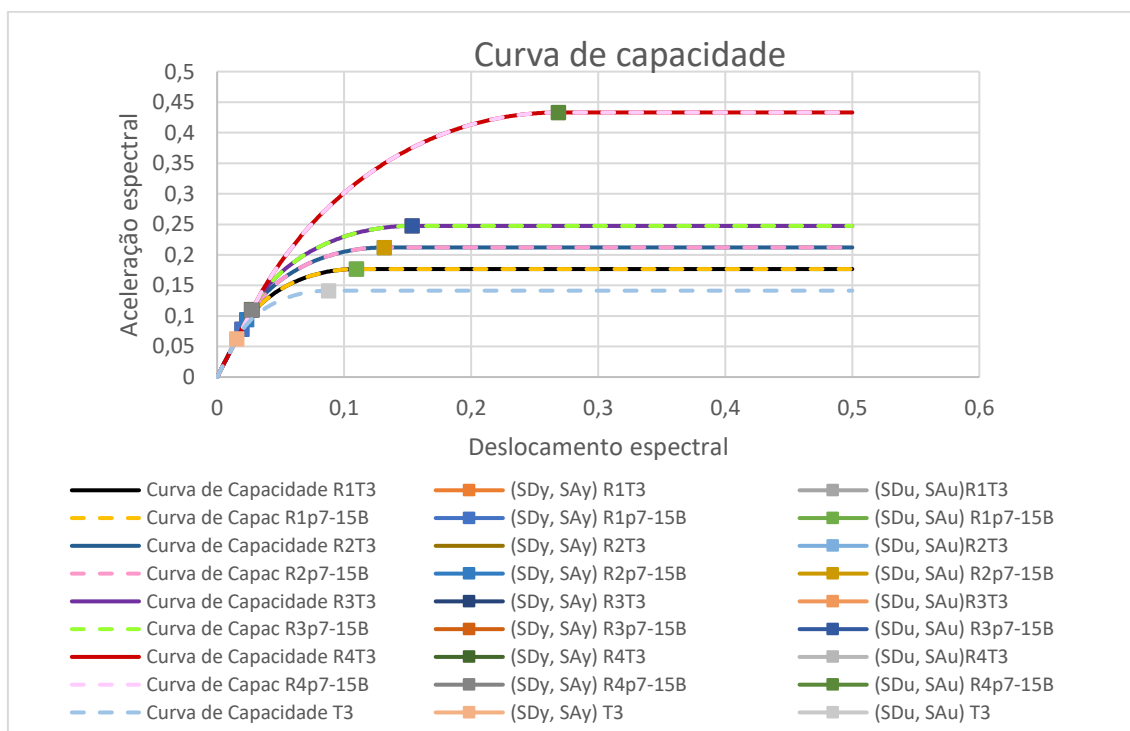


Figura 4.2 - Curva de capacidade sem reforço e reforçada da tipologia 3: Banda linear homogénea de dois edifícios de Betão armado (BA), até 1960, ambos de 7-15 pisos.

Exemplo 3: Tipologia 6

Tabela 4-4 - Parâmetros da tipologia 6: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 2 pisos

Pisos	Cs	H[m]	Te[s]	α_1	α_2	γ	λ	μ	Tipologia 6				
1	0.06	3.2	0.17	0.6	0.75	1.5	2.8	5	Banda linear de 2 edifícios Pedra + PRSB 1946-1970; N° Pisos:2				
2	0.06	6.4	0.33	0.6	0.75	1.5	2	5					
3	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	1.5	2	5	Edifício	SA _y	SD _y	SA _u	SD _u
4	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.25	2	3.3	1	0.1500	0.0041	0.3000	0.0405
5 -- 7	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	1.25	2	3.3	2	0.1500	0.0041	0.3000	0.0405
7 -- 15	0.04	32	1.25	0.75	0.75	1.1	2	3.3	Banda	0.1500	0.0156	0.1414	0.0405
2R1	0.06	6.4	0.33	0.6	0.75	1.875	2	5	BandaR1	0.1875	0.0051	0.3750	0.0507
2R2	0.06	6.4	0.33	0.6	0.75	2.25	2	5	BandaR2	0.2250	0.0061	0.4500	0.0608
2R3	0.06	6.4	0.33	0.6	0.75	2.625	2	5	BandaR3	0.2625	0.0071	0.5250	0.0710
2R4	0.06	6.4	0.33	0.6	0.75	2.625	3.5	5	BandaR4	0.2625	0.0071	0.9188	0.1242

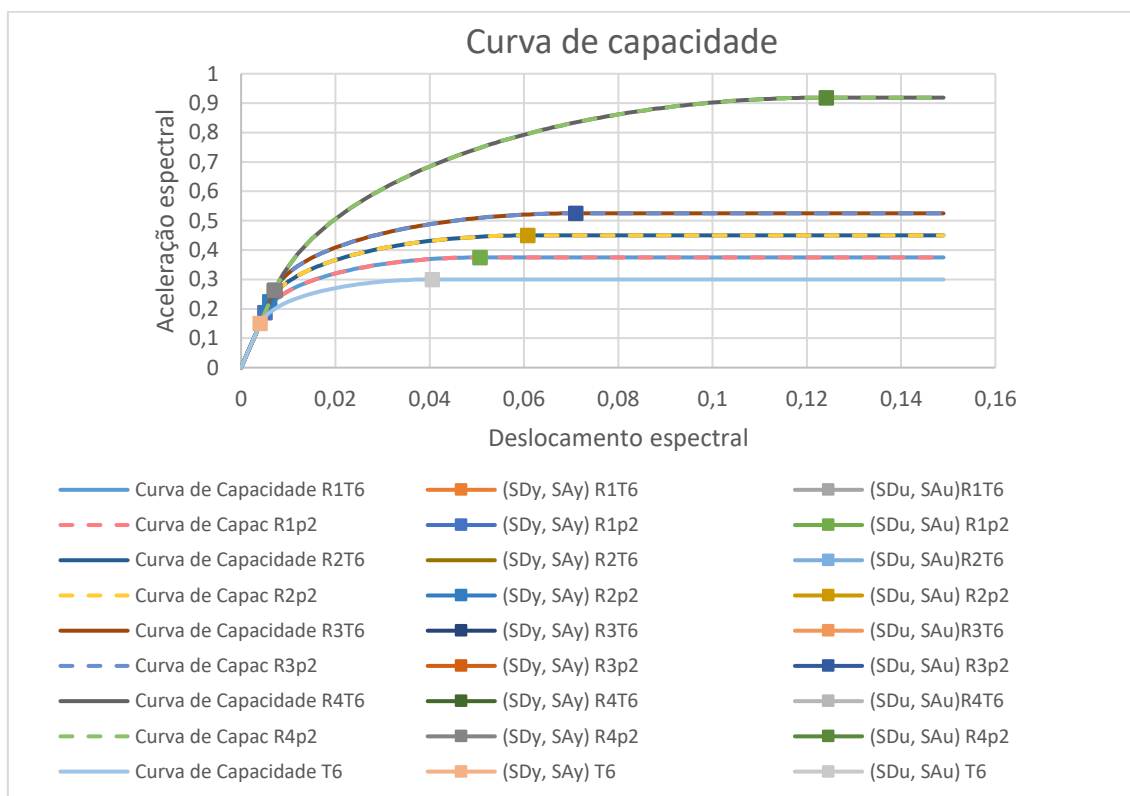


Figura 4.3 - Curva de capacidade sem reforço e reforçada da tipologia 6: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 2 pisos

Tal como mencionado na secção 3, para as tipologias 1, 3 e 6 representativas de uma banda linear homogénea de dois edifícios, a curva de capacidade de cada uma dessas tipologias é a mesma que a curva de capacidade do edifício que a compõe, uma vez que, a curva de capacidade para uma banda linear de um quarteirão é neste trabalho estimada utilizando as curvas de capacidade de cada um dos edifícios que a compõe através de médias ponderadas. Sendo os edifícios iguais numa banda homogénea, os parâmetros que definem as curvas, como a *capacidade de cedência* (SD_y , SA_y) e a *capacidade última* (SD_u , SA_u) são os mesmos e por conseguinte a média é a mesma. Deste modo, a banda linear e os edifícios que a compõe apresentarão um comportamento resistente semelhante face a ocorrência de um evento sísmico. Deste mesmo modo, a curva de capacidade da tipologia reforçada de cada uma das bandas também é a mesma que a curva de capacidade do edifício que a compõe.

Todas as soluções de reforço adotadas produzem uma melhoria na capacidade da força refletidos pelo aumento dos parâmetros que definem a curva de capacidade, como os fatores de resistência (γ e λ). Até ao ponto de cedência (SD_y , SA_y), a curva de capacidade do edifício é praticamente linear tanto antes e como depois da aplicação das soluções de reforço. Entretanto, as soluções reforçadas aumentam o patamar elástico, pois há um acréscimo da resistência lateral do edifício antes deste iniciar uma resposta não linear refletidos no aumento do valor da *capacidade de cedência*, conforme se pode observar nas Figura 4.1, Figura 4.2 e Figura 4.3. Essa melhoria produzida por γ é mais perceptível entre o ponto de cedência e o ponto de capacidade última, em que o R1, R2, R3 e R4 produziram um aumento notável de SA_u em relação a situação sem reforço. Melhorando a capacidade elástica da estrutura, esta pode suportar maiores tensões sem atingir o estado plástico evitando assim sofrer deformações. Sendo o R4 o único que teve o acréscimo simultâneo de γ e λ , além destes gerarem uma inclinação mais acentuada da curva, também originaram um acréscimo da capacidade última (SA_u e SD_u), traduzida numa melhoria da resistência máxima do edifício a forças laterais. Também conforme as situações sem reforço, para além do ponto de capacidade última a curva de capacidade mantém-se praticamente horizontal podendo aplicar-se acréscimos de deslocamento sem grande aumento de aceleração espectral, caracterizando um comportamento plástico até à rotura.

Bandas heterogéneas

Exemplo 4: Tipologia 9

Tabela 4-5 - Parâmetros da tipologia 9: Banda linear heterogénea de três edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que um dos edifícios é de 4 pisos e os outros dois são de 3 pisos

Pisos	Cs	H[m]	Te[s]	α_1	α_2	γ	λ	μ	Tipologia 9	4	3	3	
1	0.06	3.2	0.17	0.6	0.75	1.5	2.8	5	Banda linear de 3 edifícios				
2	0.06	6.4	0.33	0.6	0.75	1.5	2	5	Pedra + PRSB 1946-1970; N° Pisos: 3 e 4				
3	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	1.5	2	5	Edifício	SA _y	SD _y	SA _u	SD _u
4	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.25	2	3.3	1	0.0833	0.0052	0.1667	0.0341
5 -- 7	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	1.25	2	3.3	2	0.1071	0.0066	0.2143	0.0665
7 -- 15	0.04	32	1.25	0.75	0.75	1.1	2	3.3	Banda	0.0972	0.0062	0.1944	0.0557
3R1	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	1.875	2	5	BandaR1	0.1137	0.0071	0.2274	0.0641
3R2	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	2.25	2	5	BandaR2	0.1302	0.0081	0.2604	0.0725
3R3	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	2.625	2	5	BandaR3	0.1467	0.0091	0.2934	0.0809
3R4	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	2.625	3.5	5	BandaR4	0.1467	0.0091	0.4666	0.1249
4R1	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.5625	2	3.3					
4R2	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.875	2	3.3					
4R3	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	2.1875	2	3.3					
4R4	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	2.1875	3.5	3.3					

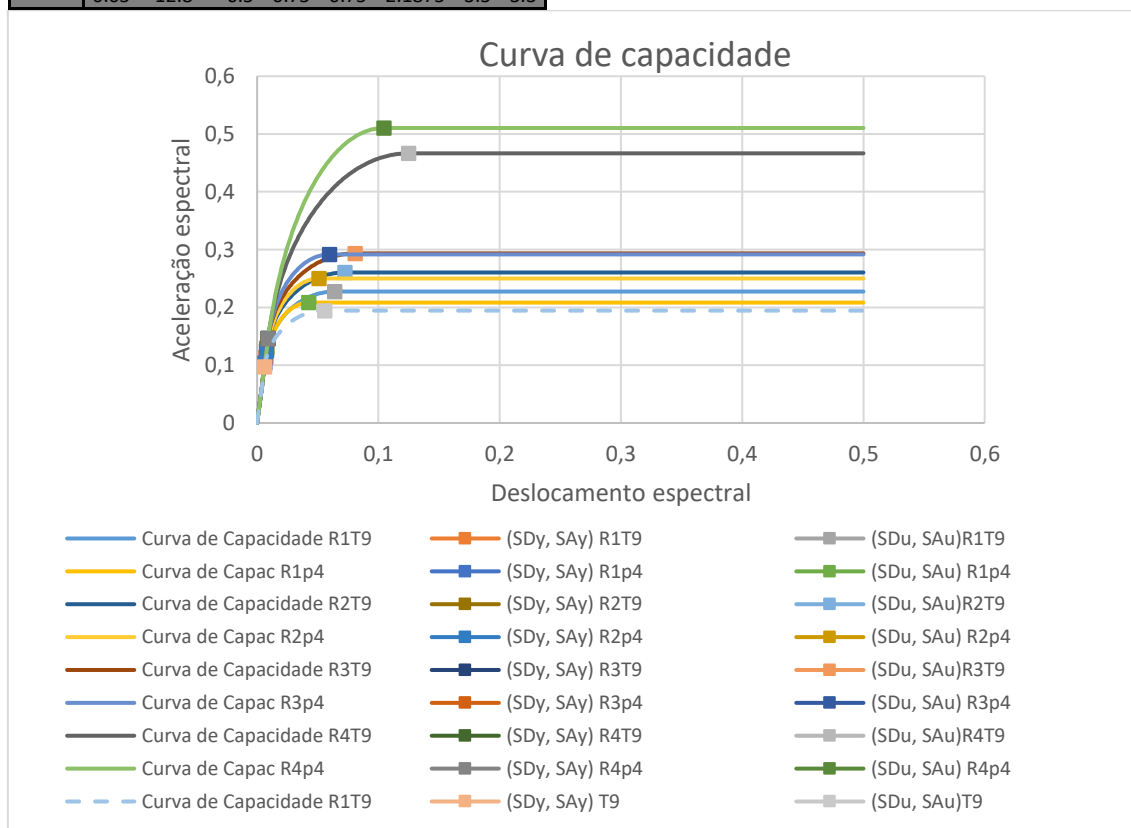


Figura 4.4 - Curva de capacidade sem reforço e reforçada da tipologia 9: Banda linear heterogénea de três edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que um dos edifícios é de 4 pisos e os outros dois são de 3 pisos, ambos de 2 pisos.

Exemplo 5: Tipologia 15

Tabela 4-6 - Parâmetros da tipologia 15: Banda linear heterogénea de quatro edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que dois dos edifícios são de 4 pisos e os outros dois são de 5-7 pisos

Pisos	Cs	H[m]	Te[s]	α_1	α_2	γ	λ	μ	Tipologia 15	4	4	5 -- 7	5 -- 7
1	0.06	3.2	0.17	0.6	0.75	1.5	2.8	5	Banda linear de 4 edifícios				
2	0.06	6.4	0.33	0.6	0.75	1.5	2	5	Pedra + PRSB 1946-1970; N° Pisos: 4 e 5-7				
3	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	1.5	2	5	Edifício	SA _y	SD _y	SA _u	SD _u
4	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.25	2	3.3	1	0.0833	0.0052	0.1667	0.0341
5 -- 7	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	1.25	2	3.3	3	0.0667	0.0093	0.1333	0.0614
7 -- 15	0.04	32	1.25	0.75	0.75	1.1	2	3.3	Banda	0.0733	0.0072	0.1467	0.0478
4R1	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.5625	2	3.3	BandaR1	0.0875	0.0087	0.1750	0.0576
4R2	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.875	2	3.3	BandaR2	0.1017	0.0102	0.2033	0.0674
4R3	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	2.1875	2	3.3	BandaR3	0.1158	0.0117	0.2317	0.0772
4R4	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	2.1875	3.5	3.3	BandaR4	0.1158	0.0117	0.3804	0.1287
5 -- 7R1	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	1.5625	2	3.3					
5 -- 7R2	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	1.875	2	3.3					
5 -- 7R3	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	2.1875	2	3.3					
5 -- 7R4	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	2.1875	3.5	3.3					

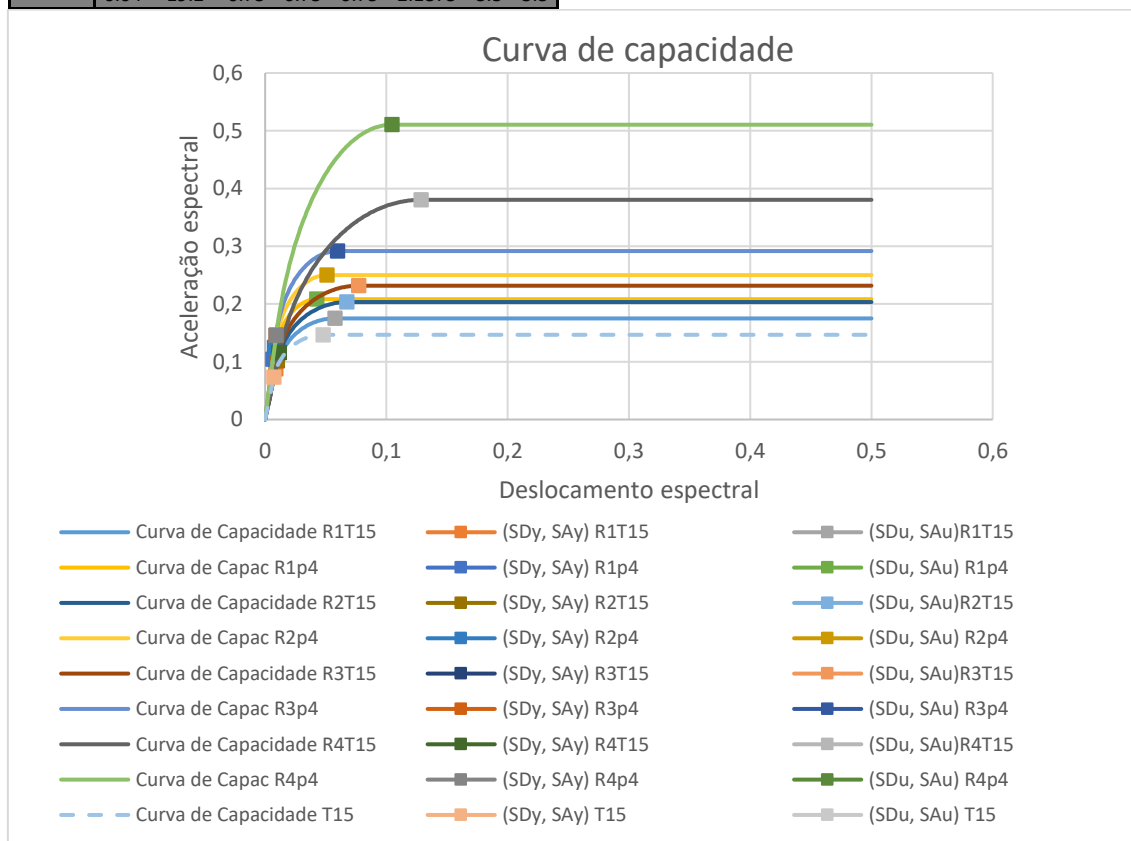


Figura 4.5 - Curva de capacidade sem reforço e reforçada da tipologia 15: Banda linear heterogénea de quatro edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que dois dos edifícios são de 4 pisos e os outros dois são de 5-7 pisos.

Exemplo 6: Tipologia 33

Tabela 4-7 - Parâmetros da tipologia 33: Banda linear heterogénea de 10 edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que seis dos edifícios são de 4 pisos, três de 5-7 pisos e um de 3 pisos.

Pisos	Cs	H[m]	Te[s]	α_1	α_2	γ	λ	μ	Tipologia 33				
1	0.06	3.2	0.17	0.6	0.75	1.5	2.8	5	Banda linear de 4 edifícios Pedra + PRSB 1946-1970; N° Pisos: 4 e 5-7				
2	0.06	6.4	0.33	0.6	0.75	1.5	2	5					
3	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	1.5	2	5					
4	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.25	2	3.3					
5 -- 7	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	1.25	2	3.3					
7 -- 15	0.04	32	1.25	0.75	0.75	1.1	2	3.3					
3R1	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	1.875	2	5					
3R2	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	2.25	2	5					
3R3	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	2.625	2	5					
3R4	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	2.625	3.5	5					
4R1	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.5625	2	3.3	Edifício	SA_y	SD_y	SA_u	SD_u
4R2	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.875	2	3.3	1	0.0667	0.0093	0.1333	0.0614
4R3	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	2.1875	2	3.3	2	0.1071	0.0066	0.2143	0.0665
4R4	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	2.1875	3.5	3.3	3	0.0833	0.0052	0.1667	0.0341
5 -- 7R1	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	1.5625	2	3.3	Banda	0.0781	0.0066	0.1563	0.0456
5 -- 7R2	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	1.875	2	3.3	BandaR1	0.0897	0.0074	0.1793	0.0514
5 -- 7R3	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	2.1875	2	3.3	BandaR2	0.1012	0.0083	0.2024	0.0572
5 -- 7R4	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	2.1875	3.5	3.3	BandaR3	0.1127	0.0092	0.2254	0.0630
									BandaR4	0.1127	0.0092	0.3465	0.0934

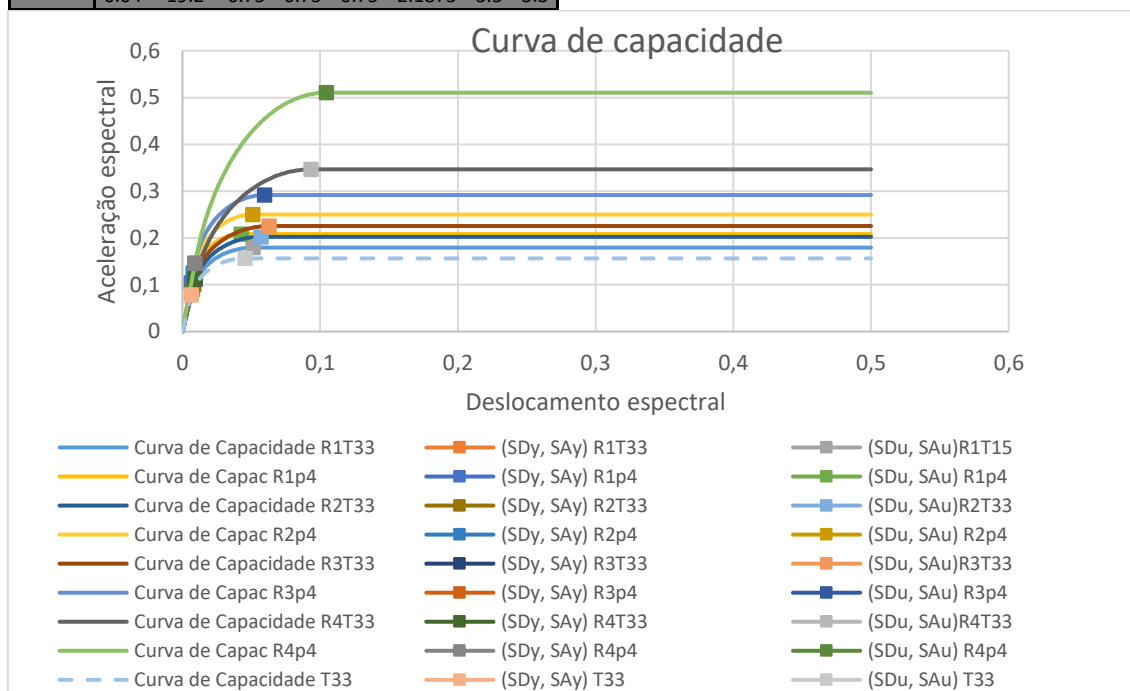


Figura 4.6 - Curva de capacidade sem reforço e reforçada da tipologia 33: Banda linear heterogénea de 10 edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que seis dos edifícios são de 4 pisos, três de 5-7 pisos e um de 3 pisos

Tal como mencionado na secção 3, para as tipologias 9, 15 e 33 representativas de uma banda linear heterogénea de três ou mais edifícios, a curva de capacidade de cada uma dessas tipologias é a média das curvas de capacidade dos edifícios que a compõe, uma vez que, a curva de capacidade para uma banda linear de um quarteirão é neste trabalho estimada utilizando as curvas de capacidade de cada um dos edifícios que a compõe através de médias ponderadas. Sendo os edifícios diferentes numa banda heterogénea, os parâmetros que definem as curvas, como a *capacidade de cedência* (SDy , SAy) e a *capacidade última* (SDu , SAu) não são os mesmos e por conseguinte a média será diferente. Numa banda heterogénea, o edifício que tiver o maior número de amostras é aquele que terá mais peso na média e assim, a curva estará mais próxima deste último. Deste modo, a banda linear e os edifícios que a compõe apresentarão um comportamento resistente diferente face a ocorrência de um evento sísmico. Deste mesmo modo, a curva de capacidade da tipologia reforçada de cada uma das bandas também é a média das curvas de capacidade dos edifícios que a compõe, e o edifício que tiver o maior número de amostras é aquele que terá mais peso na média e assim, a curva estará mais próxima deste último.

Tal como nas bandas homogéneas, todas as soluções de reforço adotadas produziram uma melhoria na capacidade da força refletidos pelo aumento dos parâmetros que definem a curva de capacidade, como os fatores de resistência (γ e λ). Até ao ponto de cedência (SDy , SAy), a curva de capacidade do edifício é praticamente linear tanto antes e como depois da aplicação das soluções de reforço. Entretanto, as soluções reforçadas aumentam o patamar elástico, pois há um acréscimo da resistência lateral do edifício antes deste iniciar uma resposta não linear refletidos no aumento do valor da *capacidade de cedência*, conforme se pode observar nas Figura 4.4, Figura 4.5e Figura 4.6. Essa melhoria produzida por γ é mais perceptível entre o ponto de cedência e o ponto de capacidade última, em que o R1, R2, R3 e R4 produziram um aumento notável de SAu em relação a situação sem reforço. Melhorando a capacidade elástica da estrutura, esta pode suportar maiores tensões sem atingir o estado plástico evitando assim sofrer deformações. Sendo o R4 o único que teve o acréscimo simultâneo de γ e λ , além destes gerarem uma inclinação mais acentuada da curva, também originaram um acréscimo da capacidade última (SAu e SDu), traduzida numa melhoria da resistência máxima do edifício a forças laterais. Também conforme as situações sem reforço, para além do ponto de capacidade última a curva de capacidade mantém-se praticamente horizontal podendo aplicar-se acréscimos de deslocamento sem grande aumento de aceleração espectral, caracterizando um comportamento plástico até à rotura.

4.1.1. Curva de fragilidade

Para estimar os valores medianos do deslocamento espectral para a banda linear reforçada, adotaram-se por quatro estratégias de mitigação, R1, R2, R3 e R4, optando-se em cada uma delas pela melhoria da capacidade dúctil em 25% para cada estado de dano.

Na Tabela 4-8, estão listadas as três estratégias de mitigação adotadas, sendo que cada estratégia foi realizada tendo em conta as duas classes tipológicas e os seis pisos aqui estudados, ou seja, os edifícios de Pedra + PRSB (1946-70) e os de BA – (até 1960), e pisos variáveis de 1, 2, 3, 4, 5-7 e 7-15. Obviamente, essas intervenções afetarão as expressões de cálculo e, conseqüentemente, diminuirão a estimativa de dano. Refere-se, no entanto, que a estratégia R4 é igual a estratégia R3.

Tabela 4-8 - Estratégias de mitigação adotadas com os parâmetros de melhoria

Fragilidade	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4
R1 Classe tipológica, Piso	δ_1 Classe tipológica, Piso x1,25	δ_2 Classe tipológica, Piso x1,25	δ_3 Classe tipológica, Piso x1,25	δ_4 Classe tipológica, Piso x1,25
R2 Classe tipológica, Piso	δ_1 Classe tipológica, Piso x1,25	δ_2 Classe tipológica, Piso x1,25	δ_3 Classe tipológica, Piso x1,25	δ_4 Classe tipológica, Piso x1,25
R3 Classe tipológica, Piso	δ_1 Classe tipológica, Piso x1,25	δ_2 Classe tipológica, Piso x1,25	δ_3 Classe tipológica, Piso x1,25	δ_4 Classe tipológica, Piso x1,25

Encontra-se em anexo, a tabela das estratégias de mitigação adotadas para todos os parâmetros e fatores de vulnerabilidade aqui estudados.

Curvas de risco sísmico para as estratégias de mitigação selecionadas

Considerando todas as combinações possíveis de soluções de reforço apresentadas anteriormente apresentam-se nesta secção as curvas de fragilidade e os valores de limiares de estados de dano antes e depois da implementação da estratégia de reforços de algumas das tipologias estudadas no presente estudo, sendo apresentados em cada um dos exemplos, também os parâmetros utilizados para determinar os valores medianos do deslocamento espectral dessas curvas, assim como os valores que as caracterizam, resultantes da utilização das expressões de cálculo. Essas curvas caracterizam a vulnerabilidade sísmica de tipologias de construção no Bairro de Alvalade, antes e após a aplicação de ações de mitigação.

Estas curvas estão representadas para os quatro estados de dano: dano ligeiro, dano moderado, dano severo e dano total, em que o parâmetro Medida da Intensidade sísmica é o deslocamento espectral. Note-se, no entanto, que para o estado ausência de danos, a curva de fragilidade é trivialmente igual a um. Ao longo do eixo das abcissas está representado o deslocamento espectral (SD) em m e ao longo do eixo das ordenadas a probabilidade de se encontrar em, ou exceder, cada um dos estados limites de dano.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

De um modo geral, todas as soluções de reforço adotadas produziram uma melhoria na capacidade dúctil quando se aumenta em 25% os parâmetros que definem o valor mediano para cada estado de dano. Esta melhoria é perceptível ao observar-se as curvas de fragilidade apresentadas de seguida, dado o seu ligeiro deslocamento à direita devido ao maior deslocamento espectral para o mesmo valor de probabilidade.

Bandas homogéneas

Exemplo 1: Tipologia 1

Tabela 4-9 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 1: Banda linear de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 4 pisos

Pisos	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	α_2	H[m]	Tipologia 1				
1	0.003	0.006	0.012	0.028	0.75	3.2	Banda linear de 2 edifícios Pedra + PRSB 1946-1970; N° Pisos: 4				
2	0.00268	0.0054	0.0109	0.0254	0.75	6.4					
3	0.00236	0.0048	0.0098	0.0228	0.75	9.6		SD_{ligeiro}	SD_{moderado}	$SD_{\text{extensive}}$	SD_{complete}
4	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8	Banda	0.0196	0.0403	0.0835	0.1939
5 -- 7	0.00172	0.0036	0.0076	0.0176	0.75	19.2	BandaR1	0.0245	0.0504	0.1044	0.2424
7 -- 15	0.0014	0.003	0.0065	0.015	0.75	32	BandaR2	0.0245	0.0504	0.1044	0.2424
4R1	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8	BandaR3	0.0245	0.0504	0.1044	0.2424
4R2	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8					
4R3	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8					

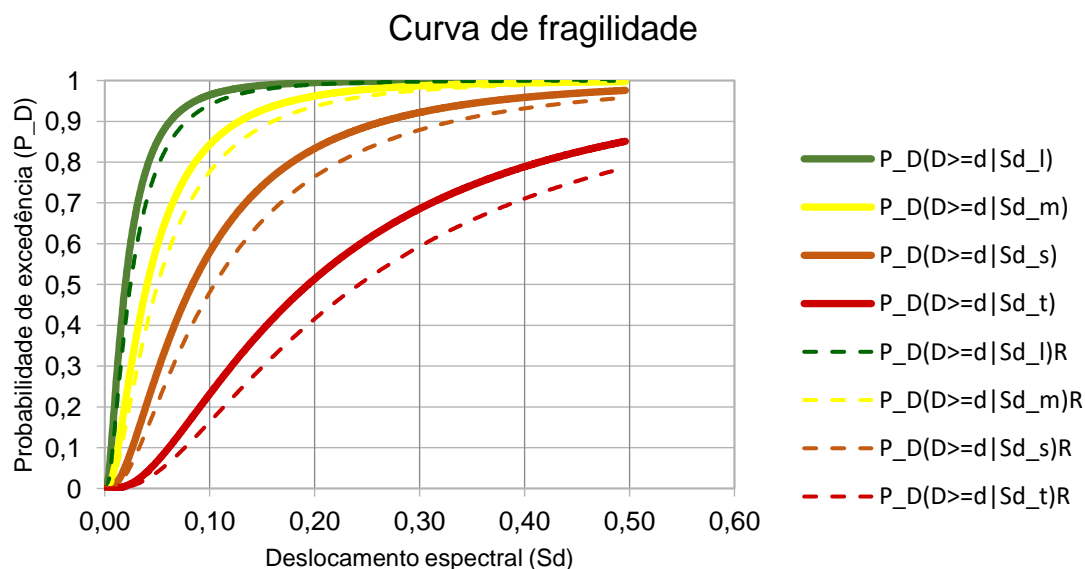


Figura 4.7 -Curvas de fragilidade sem reforço e reforçada da tipologia 1: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 4 pisos

Exemplo 2: Tipologia 3

Tabela 4-10 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 3: Banda linear homogénea de dois edifícios de Betão armado (BA), até 1960, ambos de 7-15 pisos

Pisos	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	α_2	H[m]	Tipologia 3				
							7 -- 15B	7 -- 15B	7 -- 15B	7 -- 15B	
1B	0.004	0.01	0.016	0.037	0.75	3.2	Banda linear de 2 edifícios				
2B	0.0036	0.009	0.0148	0.0346	0.75	6.4	Betão Armado até 1960; Nº Pisos: 7-15				
3B	0.0032	0.008	0.0136	0.0322	0.75	9.6		SD_{ligeiro}	SD_{moderado}	$SD_{\text{extensive}}$	SD_{complete}
4B	0.0028	0.0065	0.0124	0.0298	0.75	12.8	Banda	0.0384	0.0864	0.1920	0.4800
5 -- 7B	0.0024	0.005	0.0112	0.0274	0.75	19.2	BandaR1	0.0480	0.1080	0.2400	0.6000
7 -- 15B	0.002	0.0045	0.01	0.025	0.6	32	BandaR2	0.0480	0.1080	0.2400	0.6000
7 -- 15R1B	0.002	0.0045	0.01	0.025	0.6	32	BandaR3	0.0480	0.1080	0.2400	0.6000
7 -- 15R2B	0.002	0.0045	0.01	0.025	0.6	32					
7 -- 15R3B	0.002	0.0045	0.01	0.025	0.6	32					

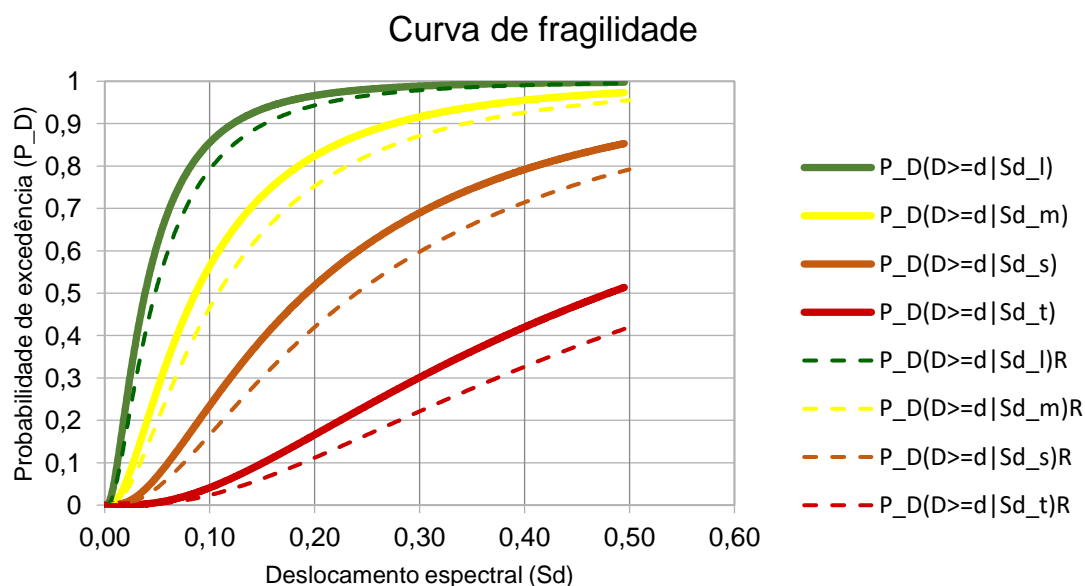


Figura 4.8 - Curvas de fragilidade sem reforço e reforçada da tipologia 3: Banda linear homogénea de dois edifícios de Betão armado (BA), até 1960, ambos de 7-15 pisos

Exemplo 3: Tipologia 6

Tabela 4-11 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 6: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 2 pisos

Pisos	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	α_2	H[m]	Tipologia 6				
1	0.003	0.006	0.012	0.028	0.75	3.2	Banda linear de 2 edifícios				
2	0.00268	0.0054	0.0109	0.0254	0.75	6.4	Pedra + PRSB 1946-1970; N° Pisos:2				
3	0.00236	0.0048	0.0098	0.0228	0.75	9.6		SD _{ligeiro}	SD _{moderado}	SD _{extensive}	SD _{complete}
4	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8	Banda	0.0129	0.0864	0.1920	0.1219
5 -- 7	0.00172	0.0036	0.0076	0.0176	0.75	19.2	BandaR1	0.0161	0.0324	0.0654	0.1524
7 -- 15	0.0014	0.003	0.0065	0.015	0.75	32	BandaR2	0.0161	0.0324	0.0654	0.1524
2R1	0.00268	0.0054	0.0109	0.0254	0.75	6.4	BandaR3	0.0161	0.0324	0.0654	0.1524
2R2	0.00268	0.0054	0.0109	0.0254	0.75	6.4					
2R3	0.00268	0.0054	0.0109	0.0254	0.75	6.4					

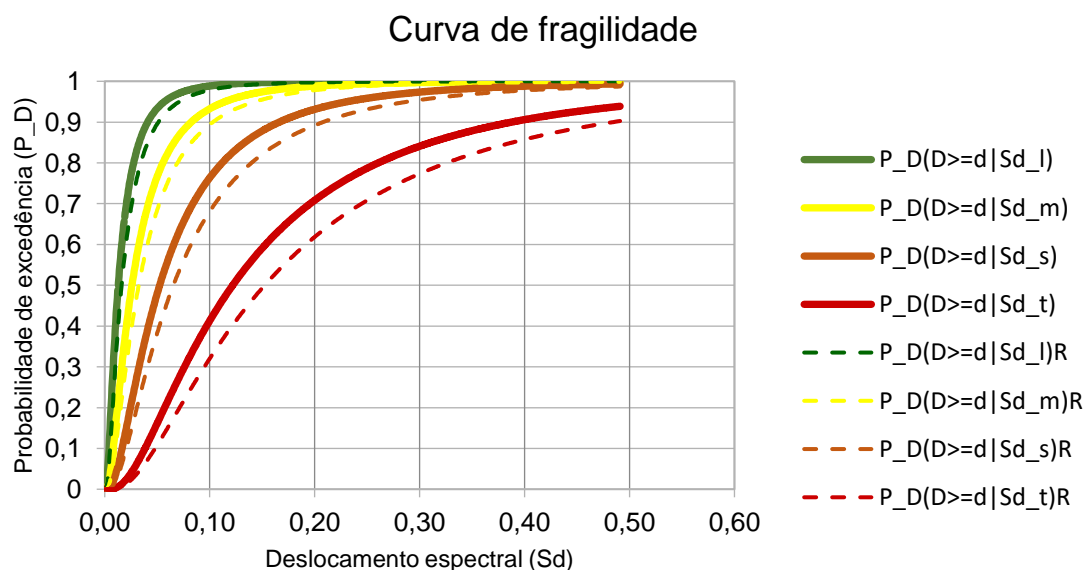


Figura 4.9 - Curvas de fragilidade sem reforço e reforçada da tipologia 6: Banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, ambos de 2 pisos

Bandas heterogéneas

Exemplo 4: Tipologia 9

Tabela 4-12 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 9: Banda linear heterogénea de três edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que um dos edifícios é de 4 pisos e os outros dois são de 3 pisos

Pisos	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	α_2	H[m]	Tipologia 9	4	3	3	
1	0.003	0.006	0.012	0.028	0.75	3.2	Banda linear de 3 edifícios				
2	0.00268	0.0054	0.0109	0.0254	0.75	6.4	Pedra + PRSB 1946-1970; Nº Pisos: 3 e 4				
3	0.00236	0.0048	0.0098	0.0228	0.75	9.6					
4	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8	Banda	0.0179	0.0365	0.0749	0.1741
5 -- 7	0.00172	0.0036	0.0076	0.0176	0.75	19.2	BandaR1	0.0209	0.0427	0.0877	0.2039
7 -- 15	0.0014	0.003	0.0065	0.015	0.75	32	BandaR2	0.0209	0.0427	0.0877	0.2039
3R1	0.00236	0.0048	0.0098	0.0228	0.75	9.6	BandaR3	0.0209	0.0427	0.0877	0.2039
3R2	0.00236	0.0048	0.0098	0.0228	0.75	9.6					
3R3	0.00236	0.0048	0.0098	0.0228	0.75	9.6					
4R1	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8					
4R2	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8					
4R3	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8					

Curva de fragilidade

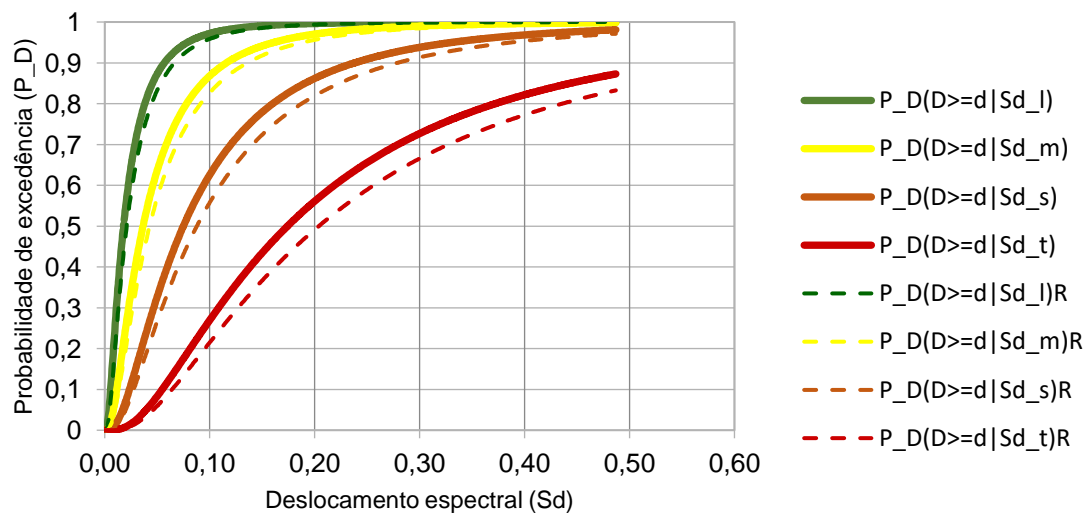


Figura 4.10 - Curvas de fragilidade sem reforço e reforçada da tipologia 9: Banda linear heterogénea de três edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que um dos edifícios é de 4 pisos e os outros dois são de 3 pisos

Exemplo 5: Tipologia 15

Tabela 4-13 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 15: Banda linear heterogénea de quatro edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que dois dos edifícios são de 4 pisos e os outros dois são de 5-7

pisos

Pisos	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	α_2	H[m]	Tipologia 15	4	4	5 -- 7	5 -- 7
1	0.003	0.006	0.012	0.028	0.75	3.2	Banda linear de 4 edifícios				
2	0.00268	0.0054	0.0109	0.0254	0.75	6.4	Pedra + PRSB 1946-1970; N° Pisos: 4 e 5-7				
3	0.00236	0.0048	0.0098	0.0228	0.75	9.6		$SD_{ligeiro}$	$SD_{moderado}$	$SD_{extensive}$	$SD_{complete}$
4	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8	Banda	0.0222	0.0461	0.0965	0.2237
5 -- 7	0.00172	0.0036	0.0076	0.0176	0.75	19.2	BandaR1	0.0265	0.0551	0.1154	0.2675
7 -- 15	0.0014	0.003	0.0065	0.015	0.75	32	BandaR2	0.0265	0.0551	0.1154	0.2675
4R1	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8	BandaR3	0.0265	0.0551	0.1154	0.2675
4R2	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8					
4R3	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8					
5 -- 7R1	0.00172	0.0036	0.0076	0.0176	0.75	19.2					
5 -- 7R2	0.00172	0.0036	0.0076	0.0176	0.75	19.2					
5 -- 7R3	0.00172	0.0036	0.0076	0.0176	0.75	19.2					

Curva de fragilidade

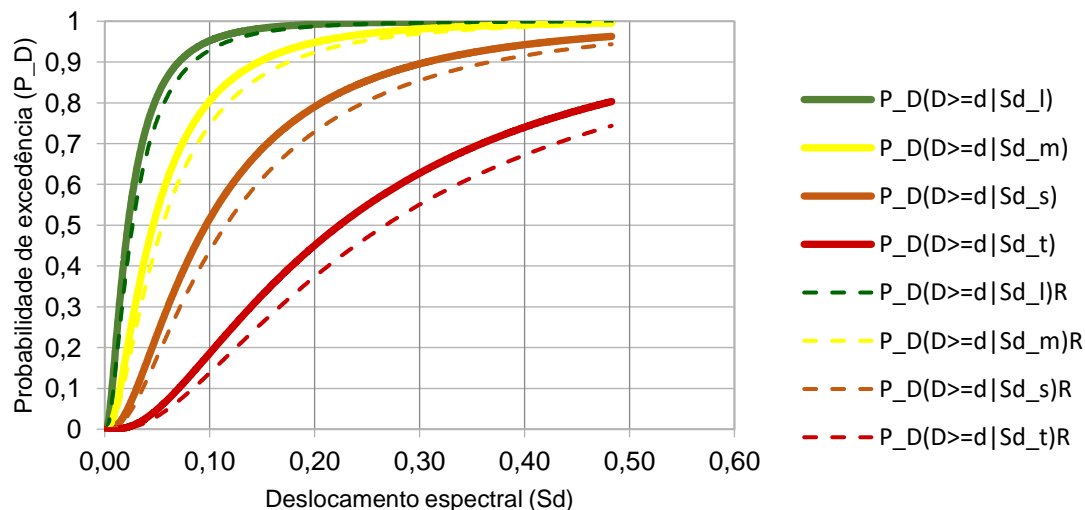


Figura 4.11 - Curvas de fragilidade sem reforço e reforçada da tipologia 15: Banda linear heterogénea de quatro edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que dois dos edifícios são de 4 pisos e os outros dois são de 5-7 pisos

Exemplo 6: Tipologia 33

Tabela 4-14 - Parâmetros da fragilidade, tipologia 33: Banda linear heterogénea de 10 edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que seis dos edifícios são de 4 pisos, três de 5-7 pisos e um de 3 pisos.

Pisos	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	α_2	H[m]	Tipologia 33	5-7	3	4	5-7	4	4	5-7	4	4	4	
1	0.003	0.006	0.012	0.028	0.75	3.2	Banda linear de 4 edifícios											
2	0.00268	0.0054	0.0109	0.0254	0.75	6.4	Pedra + PRSB 1946-1970; Nº Pisos: 4 e 5-7											
3	0.00236	0.0048	0.0098	0.0228	0.75	9.6												
4	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8												
5 -- 7	0.00172	0.0036	0.0076	0.0176	0.75	19.2												
7 -- 15	0.0014	0.003	0.0065	0.015	0.75	32												
3R1	0.00236	0.0048	0.0098	0.0228	0.75	9.6												
3R2	0.00236	0.0048	0.0098	0.0228	0.75	9.6												
3R3	0.00236	0.0048	0.0098	0.0228	0.75	9.6												
4R1	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8												
4R2	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8												
4R3	0.00204	0.0042	0.0087	0.0202	0.75	12.8												
5 -- 7R1	0.00172	0.0036	0.0076	0.0176	0.75	19.2												
5 -- 7R2	0.00172	0.0036	0.0076	0.0176	0.75	19.2												
5 -- 7R3	0.00172	0.0036	0.0076	0.0176	0.75	19.2												

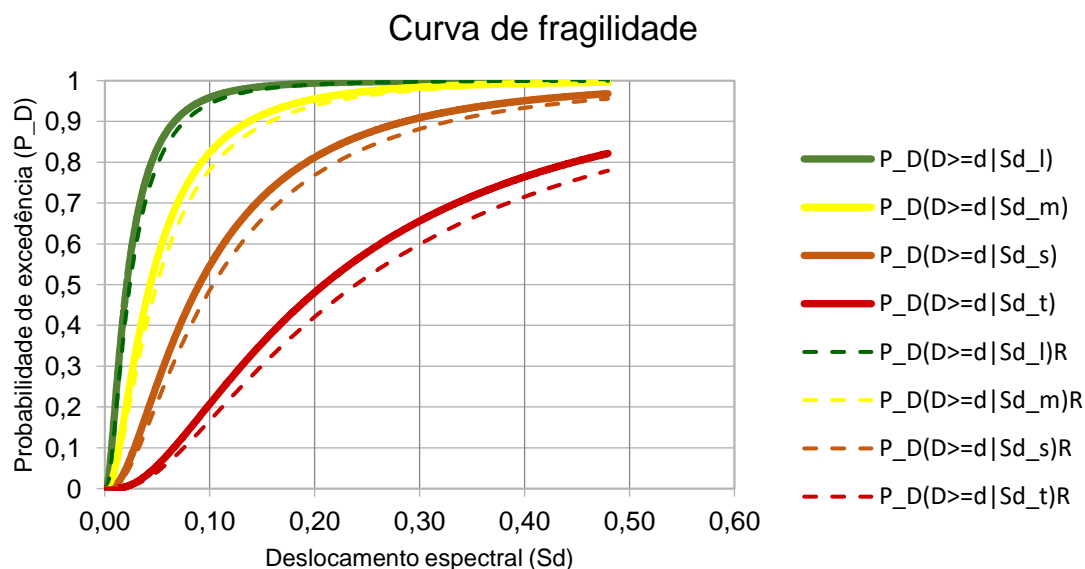


Figura 4.12 - Curvas de fragilidade sem reforço e reforçada da tipologia 33: Banda linear heterogénea de dez edifícios de Pedra + PRSB representativos da época de 1946-1970, em que seis dos edifícios são de 4 pisos, três de 5-7 pisos e um de 3 pisos

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

5. AVALIAÇÃO DO RISCO SÍSMICO: APLICAÇÃO AO BAIRRO DE ALVALADE

Após a modificação das curvas de capacidade e fragilidade para cada estratégia de reforço escolhida, na secção anterior, incorporou-se os resultados no “LNECLOSS”, de seguida fez-se a atualização do *software* com as soluções de reforço, e por fim escolheu-se as soluções de reforço adequadas ao parque edificado de Alvalade.

5.2. LNECLOSS

A avaliação do risco sísmico será efetuada com o *software* “LNECLOSS”, uma ferramenta computacional desenvolvida no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) que estima perdas no parque edificado em consequência de sismos.

Neste capítulo far-se-á uma breve descrição desse *software*, um Simulador de Cenários Sísmicos (SCS) tal como o *software* HAZUS99, constituído por um pacote de rotinas integradas num Sistema de Informação Geográfica (SIG), de forma a dar a conhecer do ponto de vista do utilizador, as várias rotinas existentes no programa e todos os parâmetros de entrada essenciais a sua utilização.

Este simulador constitui uma importante ferramenta para a avaliação e mitigação do Risco Sísmico em Portugal podendo ser utilizado, nomeadamente, para: (i) o planeamento da emergência e sua gestão, uma vez que opera em tempo real, (ii) o apoio à decisão em estratégias de intervenção sobre o parque construído, permitindo estudar o seu efeito por áreas geográficas, tipo de construção, etc., e assim identificar as estratégias mais eficazes em termos de custo-benefício, e (iii) a definição de taxas de prémio de risco sísmico no sector da indústria seguradora (Costa *et al.*, 2004).

A sua estrutura modular oferece grande facilidade de atualização em termos de metodologias e dados, e o simulador opera com a desagregação geográfica correspondente às bases de dados que lhe estão subjacentes, tal como é especificado na secção 5.2.2.

Um simulador de cenários sísmicos é deste modo, uma ferramenta computacional que pretende promover uma perceção abrangente das perdas potenciais em consequência de sismos, fomentando a prevenção e a mitigação das consequências nefastas desses desastres (FEMA e NIBS, 1999).

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Apresenta-se de seguida um esquema representativo das aplicações do simulador, adaptado de Sousa (2012):

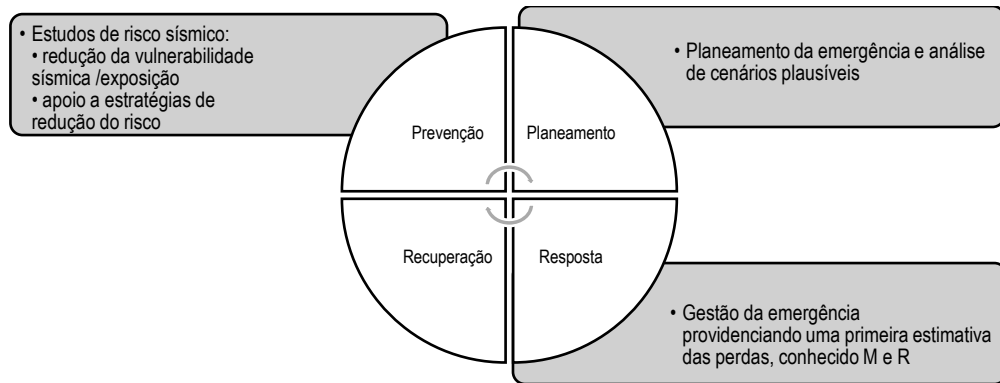


Figura 5.1 - Esquema representativo das aplicações do simulador adaptado de Sousa (2012)

5.2.1. Fluxograma

Na figura seguinte apresenta-se um fluxograma que sintetiza os procedimentos implementados no simulador bem como os dados necessários ao seu funcionamento e os resultados que produz:

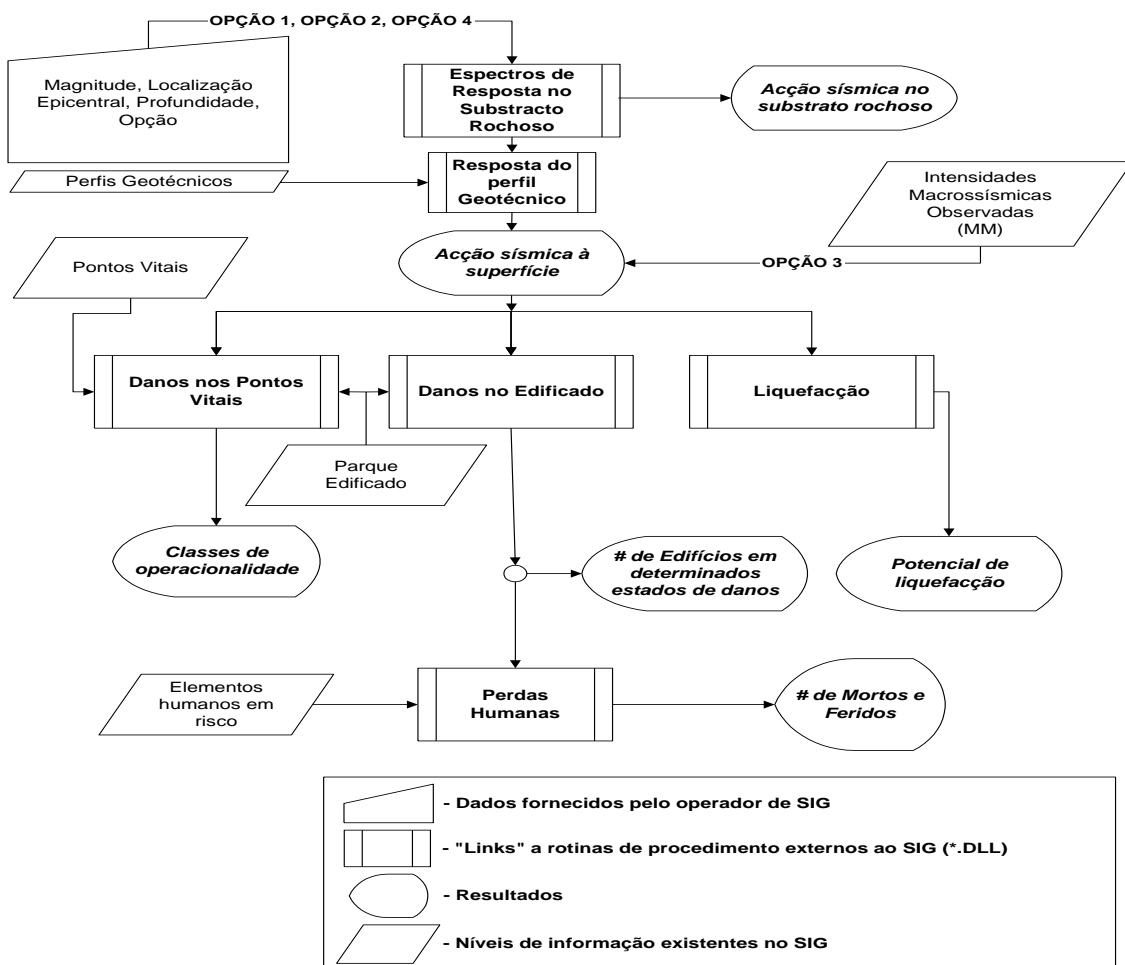


Figura 5.2 - Fluxograma do simulador de cenários sísmicos (Costa *et al.*, 2004)

5.2.2. Dados

De acordo com Costa *et al.* (Costa *et al.*, 2004), a informação recolhida para o funcionamento do simulador desenvolvido pelo LNEC inclui:

1. Geologia Superficial - Base de dados, registo por unidade geotécnica, contendo a informação resultante das Fichas de Caracterização Geológica-Geotécnica: espessura, massa volúmica, velocidade de propagação de ondas de corte e índice de plasticidade de cada estrato.
2. Parque habitacional - Base de dados, registo por unidade geográfica, contendo a informação relativa às variáveis número de edifícios e número de alojamentos familiares apuradas nos últimos censos, cruzando os fatores de vulnerabilidade número de pavimentos, época de construção e elementos resistentes utilizados na construção.
3. Elementos humanos em risco - Base de dados, registo por freguesia, contendo a informação relativa às variáveis número de ocupantes apurada nos Censos, cruzando os fatores de vulnerabilidade número de pavimentos, época de construção e elementos resistentes utilizados na construção.
4. Pontos vitais - Base de dados, registo por ponto vital, contendo a informação relativa à sua localização geográfica e caracterização tipológica da vulnerabilidade.

O utilizador do simulador deverá fornecer a seguinte informação, no que diz respeito ao cenário a simular: (i) coordenadas militares do epicentro (em metros); (ii) magnitude; (iii) opção de cálculo da intensidade sísmica em cada local em análise.

5.2.3. Procedimentos e resultados



Figura 5.3 - Procedimentos e resultados do LNECLOSS

É de referir que neste trabalho apenas utilizar-se-á as três primeiras sub-rotinas, pelo que apenas far-se-á uma breve descrição das mesmas.

- a) Ação sísmica no substrato rochoso - bedrock (input) (Costa *et al.*, 2004)

A primeira sub-rotina do simulador determina, para todas as freguesias, os espectros de potência de acelerações, ao nível do substrato rochoso, para o cenário e opção escolhida.

- b) Ação sísmica à superfície (input) (Costa *et al.*, 2004)

A segunda sub-rotina do simulador determina, com a desagregação geográfica dos vários tipos de solo em cada unidade geográfica, os espectros de potência e de resposta de aceleração à superfície tendo em consideração os espectros de potência no substrato rochoso e o comportamento não linear das colunas de solo existentes em cada unidade geográfica (freguesia, no caso de Alvalade).

c) Danos no edificado

Tal como já referido, caracterizou-se a vulnerabilidade sísmica do parque habitacional existente no Bairro de Alvalade com a finalidade de se implementar um procedimento para a avaliação de danos estruturais em edifícios, estimando a resposta sísmica dos edifícios, ou seja obter a avaliação do desempenho sísmico de edifícios e dos respetivos danos estruturais.

O LNECLOSS usa o espectro de capacidade (ver secções 2.3- II), para avaliar/estimar a máxima resposta sísmica de uma estrutura em termos de forças e deslocamentos, com base na intersecção da curva de capacidade do edifício com o espectro de resposta que caracteriza a ação sísmica no local. Tal como visto, esta técnica introduz uma redução no espectro de resposta elástico inicial para o designado espectro de solitação com base no amortecimento efetivo da estrutura.

A modificação do espectro de solitação é obtida através de um procedimento iterativo estocástico não linear equivalente a estimar a resposta sequencial de construção, com o aumento do amortecimento efetivo, refletindo a degradação da estrutura durante sua resposta cíclica (Costa *et al.*, 2010).

Assim, em termos gerais, a avaliação dos danos diretos no parque habitacional da região em análise envolveu os seguintes passos:

- (i) Classificação tipológica do parque habitacional da região com base nos projetos da Câmara, trabalho de Lamego e *Google Maps* em 35 tipologias construtivas;
- (ii) Caracterização da respetiva vulnerabilidade (curvas de capacidade) e fragilidade;
- (iii) Definição dos limites dos estados de dano que descrevem a extensão e a severidade dos danos estruturais para cada tipologia: Ligeiro, Moderado, Severo e Total (colapso estrutural total ou parcial);
- (iv) Previsão da resposta sísmica máxima dos edifícios com base na intersecção da curva de capacidade do edifício com o espectro de resposta que caracteriza a ação sísmica no local;
- (v) Estimativa da probabilidade de excedência (curvas de fragilidade) dos limites dos estados de dano de cada tipologia, dada a ocorrência de determinados níveis de deslocamentos relativos resultantes da ação sísmica, correspondentes à resposta espectral máxima da estrutura, atrás referida;
- (vi) Estimativa do número de edifícios de cada tipologia que se encontram num dado estado de dano procedendo-se à multiplicação das frequências relativas de edifícios que se encontram em cada estado pelas correspondentes existências numa certa unidade.

5.3. Aplicação ao edificado do bairro: cenários sísmicos

Para uma melhor compreensão desta secção, começa-se primeiramente por distinguir os cenários sísmicos dos cenários de risco sísmico ou de perdas. Os cenários sísmicos são os que caracterizam a ação sísmica num território, enquanto cenários de risco sísmico ou de perdas são os que descrevem o impacto dos sismos nesse território, ou seja, os que descrevem os efeitos da ação sísmica e as perdas subsequentes (Sousa, 2006).

O estudo do risco sísmico do bairro de Alvalade foi elaborado para dois cenários distintos de ação sísmica, caracterizados pelas coordenadas geográficas epicentrais (X, Y) e pela magnitude M, característicos da sismicidade que afeta Portugal (Capítulo 2): (1) o cenário “próximo” (terra) referente, em geral, aos sismos com epicentro no território Continental (Figura 5.4 à esquerda), com magnitudes de 5,2; 5,5; 6 e 6,5 e (2) o cenário “afastado” referente, em geral, aos sismos com epicentro na região Atlântica (Figura 5.4 à direita), com magnitudes de 7,5; 7,7; 8 e 8,5.

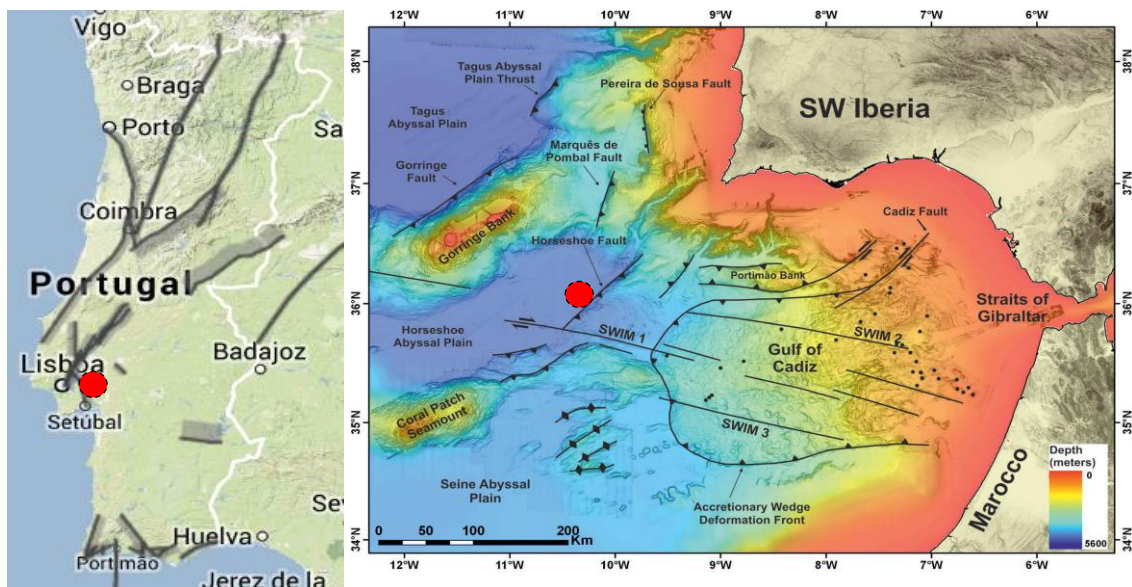


Figura 5.4 - Falhas geradoras de sismos que afetam o nosso território e localização aproximada dos cenários(LNEC, 2017)

As imagens da Figura 5.4 representam as falhas geradoras de sismos que afetam o nosso território. Sendo representados à esquerda: as falhas no continente - caracterizadas pela sismicidade intraplaca, à direita: as falhas offshore (no oceano atlântico) - caracterizadas por uma sismicidade interplacas, e os pontos à vermelho representam a localização aproximada dos cenários sísmicos escolhidos.

5.4. Avaliação e análise do risco sísmico

Apresentam-se nesta secção os resultados expectáveis da análise do estudo realizado no Bairro de Alvalade, obtidos através do “LNECLOSS”, para os seguintes cenários de ação sísmica:

1. Sismo “próximo”: Localização X=146,5 km e Y=213,6 km, Magnitudes M= 5,2; 5,5; 6 e 6,5.
2. Sismo “afastado”: Localização X=67,3 km e Y=-4,4 km, Magnitudes M= 7,5; 7,7; 8 e 8,5.

Sendo estes resultados apresentados para:

- a) Ação sísmica no substrato rochoso – bedrock (input): Apresentam-se os valores máximos de aceleração, velocidade e deslocamento, ao nível do substrato rochoso (PGAb, PGVb, PGDs, respetivamente), para o cenário e opção escolhida;
- b) Ação sísmica à superfície (input): Apresentam-se os valores máximos de aceleração, velocidade e deslocamento à superfície (PGAs, PGVs, PGDs, respetivamente) tendo em consideração a ação sísmica no substrato rochoso e o comportamento não linear das colunas de solo existentes na região em estudo;
 - a) Danos no edificado: Apresenta-se a estimativa do número de edifícios de cada tipologia que se encontram num dado estado de dano.

Sismo “próximo”, Localização X=146,5 km e Y=213,6 km

a) M=5,2

Ação sísmica no substrato rochoso -bedrock e à superfície

Tabela 5-1 - Ação Sísmica para um cenário de sismo “próximo”, M=5,2.

Duração		t [s]	12.200
Aceleração	Substrato rochoso	PGAb[cm/s ²]	10.613
Velocidade		PGVb[cm/s]	0.406
Deslocamento		PGDb[cm]	0.057
Aceleração	Superfície	PGAs[cm/s ²]	22.065
Velocidade		PGVs[cm/s]	0.755
Deslocamento		PGDs[cm]	0.068
Aceleração, 1 Hz		SA[g]	0.005

Danos no edificado

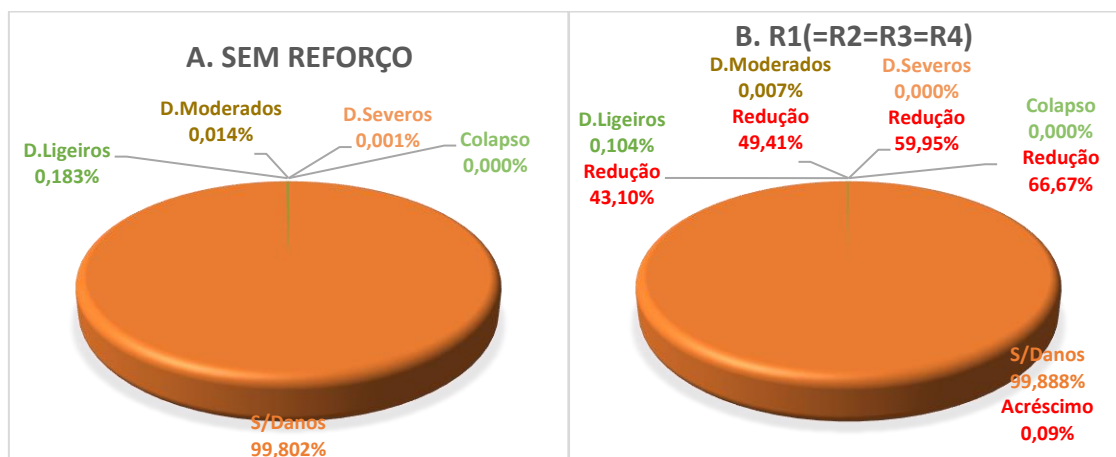


Figura 5.5 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “próximo”, M=5,2; A. Sem reforço, B. Com reforço.

Como se pode observar na Figura 5.5, para a magnitude: M=5,2 e sem qualquer intervenção, prevê-se que cerca de 99,802% do edificado não apresentarão qualquer tipo de danos; 0,183% apresentarão estados de dano ligeiro, 0,014% estados de dano moderado, cerca de 0,001% do edificado apresentará estados de dano severo e 0% do edificado irão colapsar. No entanto, com intervenções todas as soluções levam à mesma situação, isto é, cerca de 99,888% do edificado não apresentará qualquer tipo de dano, 0,104% apresentarão estados de dano ligeiro, 0,007% estados de dano moderado, 0% do edificado apresentará estados de dano severo e 0% colapsarão.

b) M=5,5

Ação sísmica no substrato rochoso -bedrock e à superfície

Tabela 5-2 - Ação Sísmica para um cenário de sismo “próximo”, M=5,5.

Duração		t [s]	12.400
Aceleração	Substrato rochoso	PGAb[cm/s ²]	15.501
Velocidade		PGVb[cm/s]	0.651
Deslocamento		PGDb[cm]	0.111
Aceleração	Superfície	PGAs[cm/s ²]	32.236
Velocidade		PGVs[cm/s]	1.160
Deslocamento		PGDs[cm]	0.129
Aceleração, 1 Hz		SA[g]	0.009

Danos no edificado

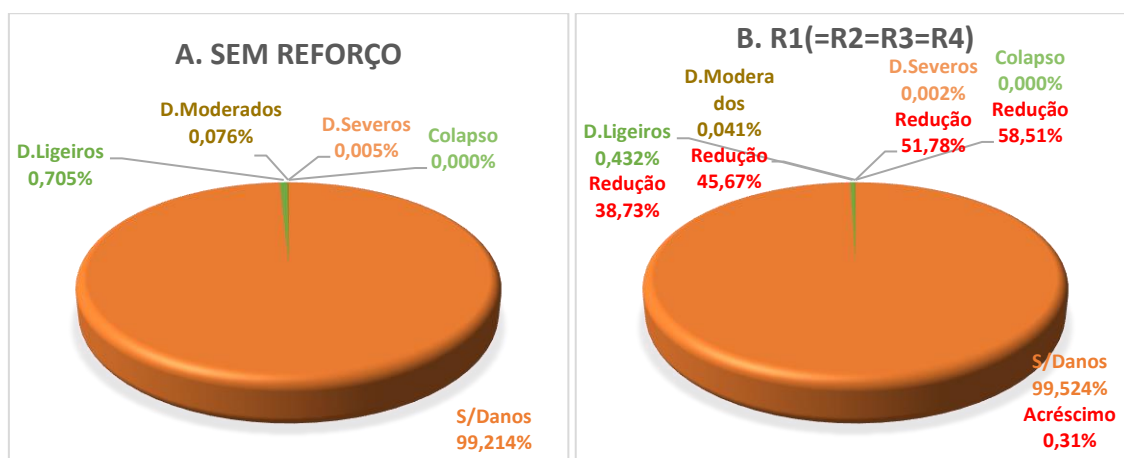


Figura 5.6 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “próximo”, M=5,5; A. Sem reforço, B. Com reforço.

Como se pode observar na Figura 5.6, para a magnitude: M=5,5 e sem qualquer intervenção, prevê-se que cerca de 99,214% do edificado não apresentarão qualquer tipo de danos; 0,705% apresentarão estados de dano ligeiro, 0,076% estados de dano moderado, cerca de 0,005% do edificado apresentará estados de dano severo e 0% do edificado irão colapsar. Enquanto, com intervenções, todas as soluções levam a mesma situação, isto é, cerca de 99,524% do edificado não apresentará qualquer tipo de dano, 0,432% apresentarão estados de dano ligeiro, 0,041% estados de dano moderado, e 0,002% do edificado apresentará estados de dano severo e 0% colapsarão.

c) M=6

Ação sísmica no substrato rochoso - bedrock e à superfície

Tabela 5-3 - Ação Sísmica para um cenário de sismo “próximo”, M=6.

Período		t [s]	12.900
Aceleração	Substrato rochoso	PgAb[cm/s ²]	29.299
Velocidade		PgVb[cm/s]	1.500
Deslocamento		PgDb[cm]	0.357
Aceleração	Superfície	PgAs[cm/s ²]	57.989
Velocidade		PgVs[cm/s]	2.395
Deslocamento		PgDs[cm]	0.400
Aceleração, 1 Hz		SA[g]	0.022

Danos no edificado

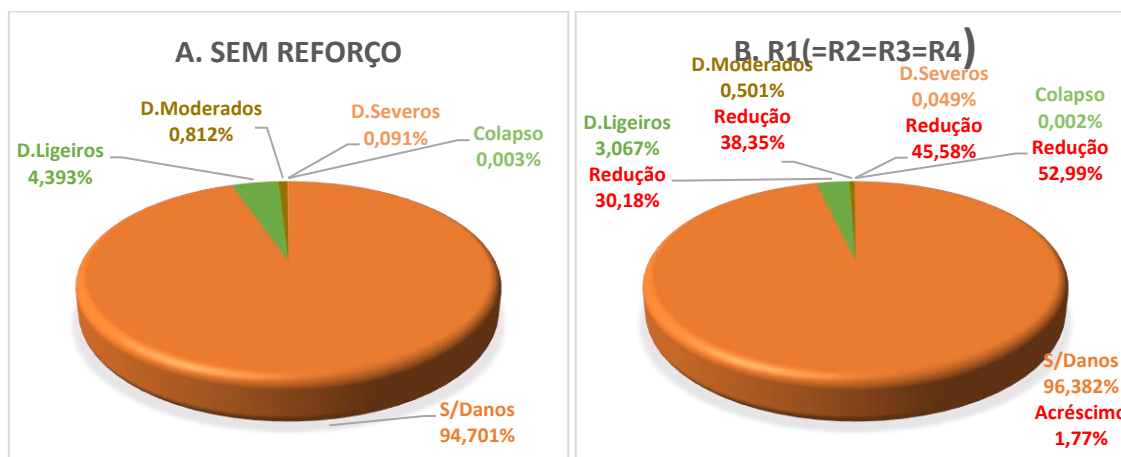


Figura 5.7 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “próximo”, M=6; A. Sem reforço, B. Com reforço.

Para a magnitude: M=6 e sem qualquer intervenção, prevê-se que cerca de 94,701% do edificado não apresentarão qualquer tipo de danos; 4,393% apresentarão estados de dano ligeiro, 0,812% estados de dano moderado, cerca de 0,091% do edificado apresentará estados de dano severo e 0,003% do edificado irão colapsar. Enquanto que, com intervenções, todas as soluções levam a mesma situação, isto é, cerca de 96,382% do edificado não apresentará qualquer tipo de dano, 3,067% apresentarão estados de dano ligeiro, 0,501% estados de dano moderado, e 0,049% do edificado apresentará estados de dano severo e 0,002% irão colapsar.

d) M=6,5

Ação sísmica no substrato rochoso -bedrock e à superfície

Tabela 5-4 - Ação Sísmica para um cenário de sismo “próximo”, M=6,5.

Período		t [s]	13.700
Aceleração	Substrato rochoso	PgAb[cm/s ²]	55.897
Velocidade		PgVb[cm/s]	3.705
Deslocamento		PgDb[cm]	1.182
Aceleração	Superfície	PgAs[cm/s ²]	103.160
Velocidade		PgVs[cm/s]	5.240
Deslocamento		PgDs[cm]	1.284
Aceleração, 1 Hz		SA[g]	0.055

Danos no edificado

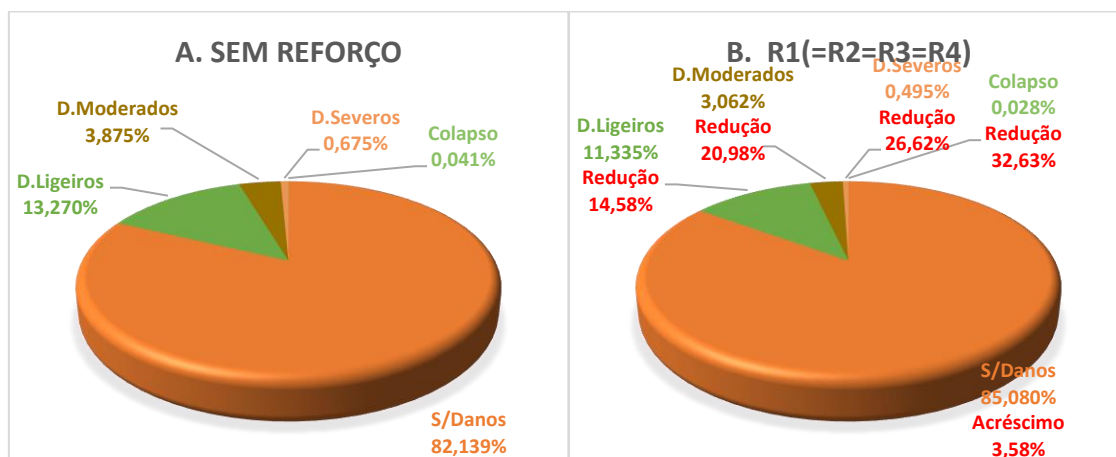


Figura 5.8 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “próximo”, M=6,5; A. Sem reforço, B. Com reforço.

Para a magnitude: M=6,5 e sem qualquer intervenção, prevê-se que cerca de 82,139% do edificado não apresentarão qualquer tipo de danos; 13,270% apresentarão estados de dano ligeiro, 3,875% estados de dano moderado, cerca de 0,0675% do edificado apresentará estados de dano severo e 0,041% do edificado irão colapsar. No entanto, com intervenções todas as soluções levam à mesma situação, isto é, cerca de 85,080% do edificado não apresentará qualquer tipo de dano, 11,335% apresentarão estados de dano ligeiro, 3,062% estados de dano moderado, e 0,495% do edificado apresentará estados de dano severo e 0,028% irão colapsar.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Apresentam-se na Tabela 5-5 o resumo da estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “próximo”.

Tabela 5-5 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “próximo” de magnitudes 5,2; 5,5; 6 e 6,5.

Magnitudes (M)		DANOS									
		S/Danos [%]	%Aum	D.Ligeiros [%]	%Aum	D.Moderados [%]	%Aum	D.Severos [%]	%Aum	Colapso [%]	%Aum
5,2	s/Reforço	99.802		0.183		0.014		0.001		0.000	
	R1 (R1=R2=R3=R4)	99.888	0.087	0.104	43.099	0.007	49.408	0.000	54.948	0.000	66.667
5,5	s/Reforço	99.214		0.705		0.076		0.005		0.000	
	R1 (R1=R2=R3=R4)	99.524	0.313	0.432	38.729	0.041	45.674	0.002	51.776	0.000	58.511
6	s/Reforço	94.701		4.393		0.812		0.091		0.003	
	R1 (R1=R2=R3=R4)	96.382	1.774	3.067	30.184	0.501	38.349	0.049	45.582	0.002	52.990
6,5	s/Reforço	82.139		13.270		3.875		0.675		0.041	
	R1 (R1=R2=R3=R4)	85.080	3.580	11.335	14.577	3.062	20.980	0.495	26.620	0.028	32.633

Da análise da Tabela 5-5 é possível verificar, que não houve grandes variações de dano no edificado, visto tratar-se de um cenário caracterizado por uma magnitude baixa. No entanto, verifica-se uma redução dos danos, devido à da aplicação de cada uma das soluções de reforços, para cada uma das quatro magnitudes analisadas. Sendo que a aplicação das quatro soluções de reforços resultou em valores semelhantes, nestas condições, qualquer umas dessas soluções podem ser adotadas como medidas preventivas do risco sísmico no edificado.

Sismo "afastado": Localização X=67,3 km e Y=-4,4 km

a) M= 7,5

Ação sísmica no substrato rochoso -bedrock e à superfície

Tabela 5-6 - Ação Sísmica para um cenário de sismo "afastado", M=7,5.

Período		t [s]	67.400
Aceleração	Substrato rochoso	PGAb[cm/s ²]	30.756
Velocidade		PGVb[cm/s]	5.943
Deslocamento		PGDb[cm]	3.233
Aceleração	Superfície	PGAs[cm/s ²]	52.130
Velocidade		PGVs[cm/s]	6.626
Deslocamento		PGDs[cm]	3.276
Aceleração, 1 Hz		SA[g]	0.072

Danos no edificado

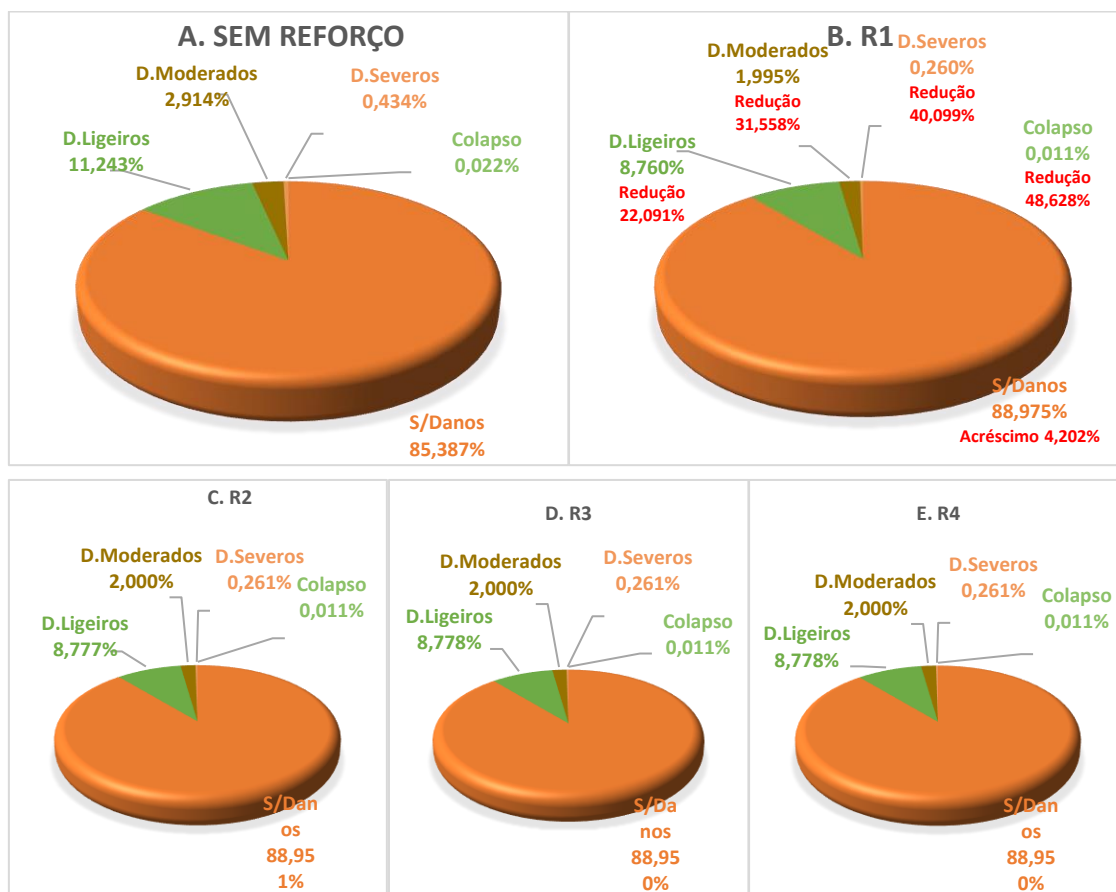


Figura 5.9 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo "afastado"; M=7,5, A. Sem reforço, B. R1, C. R2, D. R3 e E. R4.

Para a magnitude: $M=7,5$, das quatro soluções de reforço adotadas, a que melhora significativamente e de forma quantitativa os danos no edificado, traduzindo-se numa melhor estratégia é a solução de reforço R1 dado que:

- para o estado sem dano prevê-se um acréscimo de 4,202%(88,975% do edificado) em relação aos 85,387% da estrutura sem reforço;
- para o estado de dano ligeiro prevê-se uma redução de 22,091%(8,760% do edificado) em relação aos 11,243% da estrutura sem reforço;
- para o estado de dano moderado prevê-se uma redução de 31,558%(1,995% do edificado) em relação aos 2,914% da estrutura sem reforço;
- para o estado de dano severo prevê-se uma redução de 40,099%(0,260% do edificado) em relação aos 0,434% da estrutura sem reforço;
- e para o estado de colapso prevê-se uma redução de 48,628%(0,011% do edificado) em relação aos 0,022% da estrutura sem reforço.

b) M= 7,7

Ação sísmica no substrato rochoso -bedrock e à superfície

Tabela 5-7 - Ação Sísmica para um cenário de sismo “afastado”, M=7,7.

Período		t [s]	68.300
Aceleração	Substrato rochoso	PgAb[cm/s ²]	42.070
Velocidade		PgVb[cm/s]	9.279
Deslocamento		PgDb[cm]	5.336
Aceleração	Superfície	PgAs[cm/s ²]	67.868
Velocidade		PgVs[cm/s]	10.180
Deslocamento		PgDs[cm]	5.395
Aceleração, 1 Hz		SA[g]	0.103

Danos no edificado

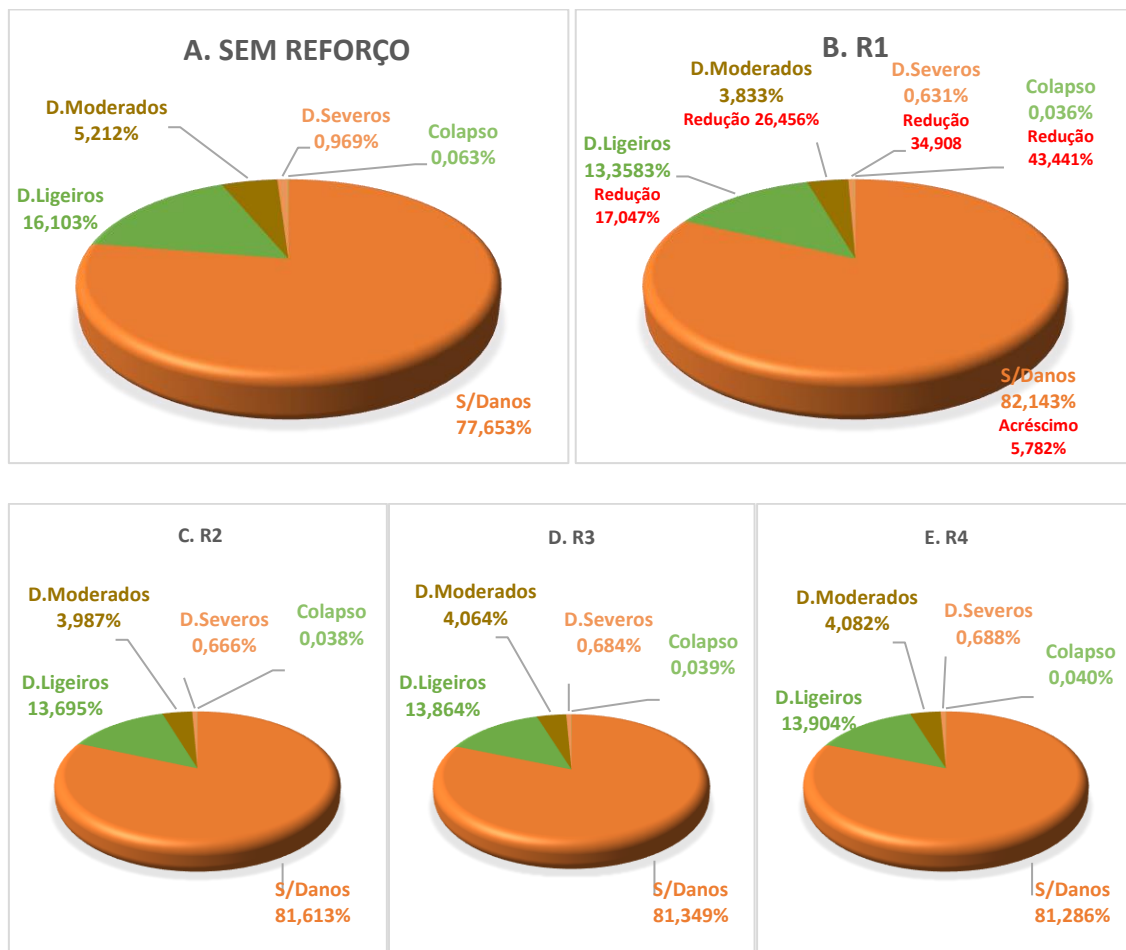


Figura 5.10 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “afastado”; M=7,7, A. Sem reforço, B. R1, C. R2, D. R3 e E. R4.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Para a magnitude: $M=7,7$, das quatro soluções de reforço adotadas, a que melhora significativamente e de forma quantitativa os danos no edificado, traduzindo-se numa melhor estratégia é a solução de reforço R1 dado que:

- para o estado sem dano prevê-se um acréscimo de 5,782%(82,143% do edificado) em relação aos 77,653% da estrutura sem reforço;
- para o estado de dano ligeiro prevê-se uma redução de 17,047%(13,358% do edificado) em relação aos 16,103% da estrutura sem reforço;
- para o estado de dano moderado prevê-se uma redução de 26,456%(3,833% do edificado) em relação aos 5,212% da estrutura sem reforço;
- para o estado de dano severo prevê-se uma redução de 34,908%(0,631% do edificado) em relação aos 0,969% da estrutura sem reforço;
- e para o estado de colapso prevê-se uma redução de 43,441%(0,036% do edificado) em relação aos 0,063% da estrutura sem reforço.

c) M= 8

Ação sísmica no substrato rochoso -bedrock e à superfície

Tabela 5-8 - Ação Sísmica para um cenário de sismo “afastado”, M=8.

Período		t [s]	69.700
Aceleração	Substrato rochoso	PgAb[cm/s ²]	68.758
Velocidade		PgVb[cm/s]	18.340
Deslocamento		PgDb[cm]	11.347
Aceleração	Superfície	PgAs[cm/s ²]	101.190
Velocidade		PgVs[cm/s]	19.712
Deslocamento		PgDs[cm]	11.450
Aceleração, 1 Hz		SA[g]	0.180

Danos no edificado

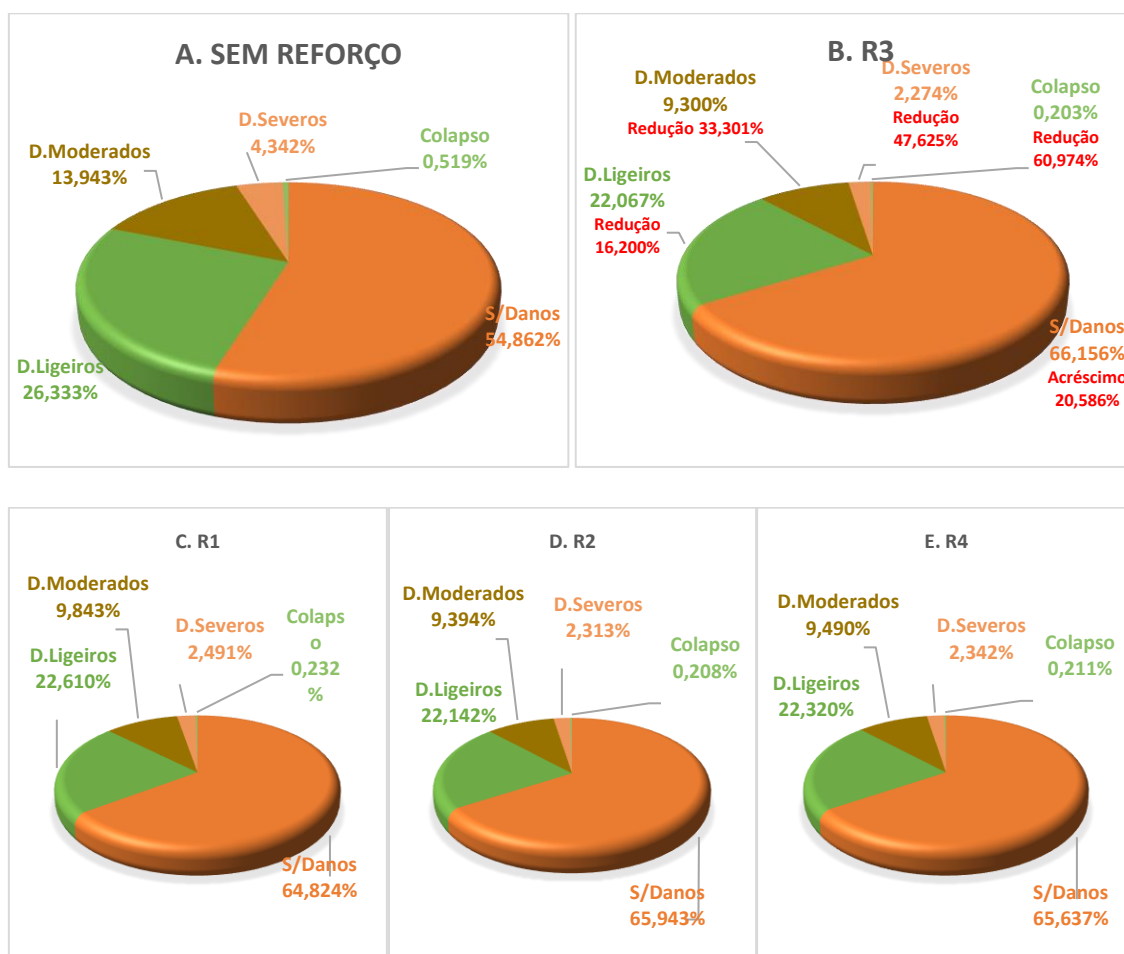


Figura 5.11 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “afastado”; M=8, A. Sem reforço, B. R3, C. R1, D. R2 e E. R4.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Para a magnitude: $M=8$, das quatro soluções de reforço adotadas, a que melhora significativamente e de forma quantitativa os danos no edificado, traduzindo-se numa melhor estratégia é a solução de reforço R3 dado que:

- para o estado sem dano prevê-se um acréscimo de 20,586%(66,156% do edificado) em relação aos 54,862% da estrutura sem reforço;
- para o estado de dano ligeiro prevê-se uma redução de 16,200%(22,067% do edificado) em relação aos 26,333% da estrutura sem reforço;
- para o estado de dano moderado prevê-se uma redução de 33,301%(9,300% do edificado) em relação aos 13,943% da estrutura sem reforço;
- para o estado de dano severo prevê-se uma redução de 47,625%(2,274% do edificado) em relação aos 4,342% da estrutura sem reforço;
- e para o estado de colapso prevê-se uma redução de 60,974%(0,203% do edificado) em relação aos 0,519% da estrutura sem reforço.

d) M= 8,5

Ação sísmica no substrato rochoso -bedrock e à superfície

Tabela 5-9 - Ação Sísmica para um cenário de sismo “afastado”, M=8,5.

Período		t [s]	73.100
Aceleração	Substrato rochoso	PgAb[cm/s ²]	165.290
Velocidade		PgVb[cm/s]	58.827
Deslocamento		PgDb[cm]	40.179
Aceleração	Superfície	PgAs[cm/s ²]	212.920
Velocidade		PgVs[cm/s]	61.770
Deslocamento		PgDs[cm]	40.514
Aceleração, 1 Hz		SA[g]	0.462

Danos no edificado

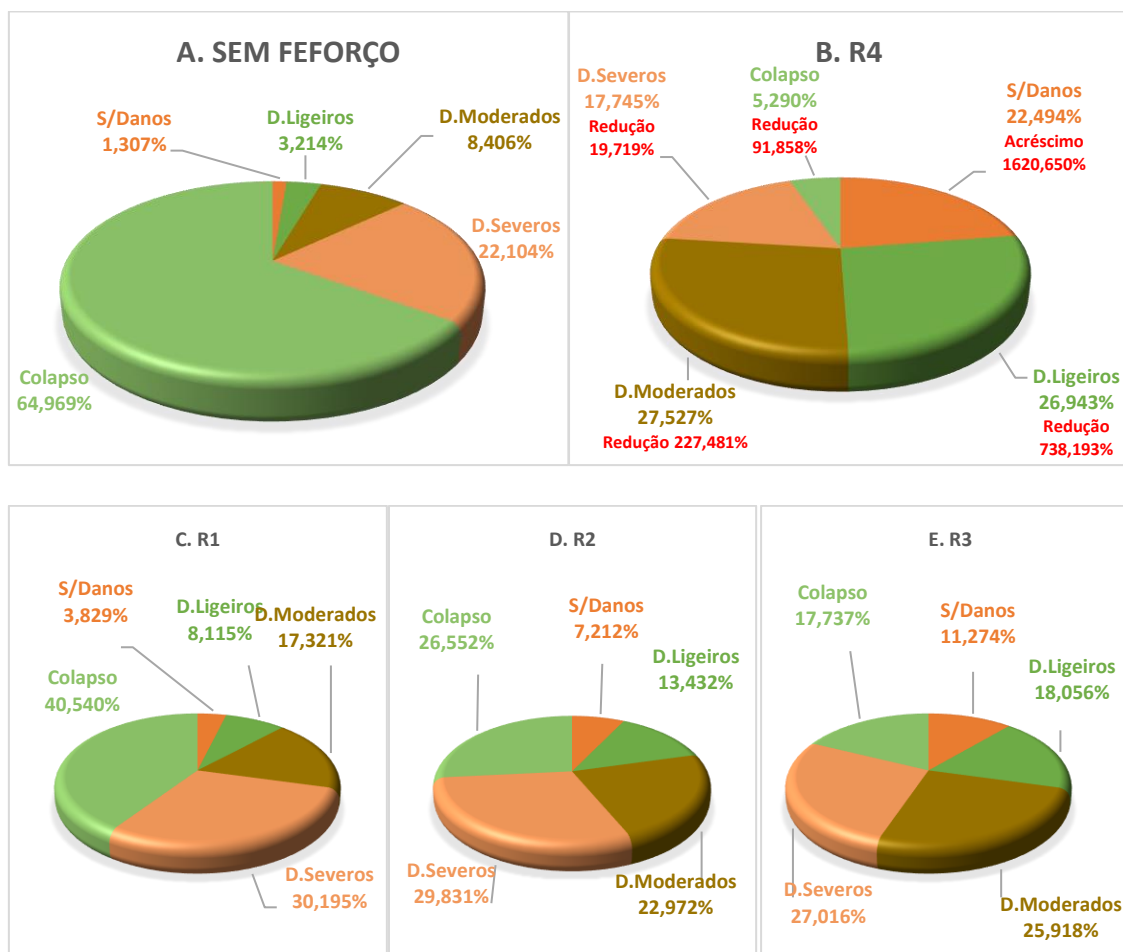


Figura 5.12 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “afastado”; M=8,5; A. Sem reforço, B. R4, C. R1, D. R2 e E. R3.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Para a magnitude: $M=8,5$, das quatro soluções de reforço adotadas, a que melhora significativamente e de forma quantitativa os danos no edificado, traduzindo-se numa melhor estratégia é a solução de reforço R4 dado que:

- para o estado sem dano prevê-se um acréscimo de 1620,650%(22,494% do edificado) em relação aos 1,307% da estrutura sem reforço;
- para o estado de dano ligeiro prevê-se um acréscimo de 738,193%(26,943% do edificado) em relação aos 3,214% da estrutura sem reforço;
- para o estado de dano moderado prevê-se um acréscimo de 227,481%(27,527% do edificado) em relação aos 8,406% da estrutura sem reforço;
- para o estado de dano severo prevê-se uma redução de 19,719%(17,745% do edificado) em relação aos 22,104% da estrutura sem reforço;
- e para o estado de colapso prevê-se uma redução de 91,858%(5,290% do edificado) em relação aos 64,969% da estrutura sem reforço.

Apresentam-se na Tabela 5-10 o resumo da estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “afastado”.

Tabela 5-10 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “afastado de magnitudes 7,5; 7,7; 8 e 8,5.

Magnitudes (M)		DANOS									
		S/Danos [%]	%Aum	D.Ligeiros [%]	%Aum	D.Moderados [%]	%Aum	D.Severos [%]	%Aum	Colapso [%]	%Aum
7,5	s/Reforço	85.387		11.243		2.914		0.434		0.022	
	R1	88.975	4.202	8.760	22.091	1.995	31.558	0.260	40.099	0.011	48.628
	R2	88.951	4.174	8.777	21.934	2.000	31.366	0.261	39.891	0.011	48.402
	R3	88.950	4.172	8.778	21.928	2.000	31.358	0.261	39.882	0.011	48.393
	R4	88.950	4.172	8.778	21.928	2.000	31.358	0.261	39.882	0.011	48.393
7,7	s/Reforço	77.653		16.103		5.212		0.969		0.063	
	R1	82.143	5.782	13.358	17.047	3.833	26.456	0.631	34.908	0.036	43.441
	R2	81.613	5.100	13.695	14.956	3.987	23.500	0.666	31.230	0.038	39.159
	R3	81.349	4.760	13.864	13.905	4.064	22.029	0.684	29.456	0.039	37.149
	R4	81.286	4.679	13.904	13.656	4.082	21.676	0.688	29.033	0.040	36.655
8	s/Reforço	54.862		26.333		13.943		4.342		0.519	
	R1	64.824	18.159	22.610	14.138	9.843	29.409	2.491	42.645	0.232	55.241
	R2	65.943	20.198	22.142	15.915	9.394	32.627	2.313	46.737	0.208	59.908
	R3	66.156	20.586	22.067	16.200	9.300	33.301	2.274	47.625	0.203	60.974
	R4	65.637	19.641	22.320	15.240	9.490	31.941	2.342	46.058	0.211	59.425
8,5	s/Reforço	1.307		3.214		8.406		22.104		64.969	
	R1	3.829	192.908	8.115	152.455	17.321	106.060	30.195	36.605	40.540	37.601
	R2	7.212	451.684	13.432	317.862	22.972	173.291	29.831	34.961	26.552	59.131
	R3	11.274	762.388	18.056	461.715	25.918	208.330	27.016	22.223	17.737	72.700
	R4	22.494	1620.650	26.943	738.193	27.527	227.481	17.745	19.719	5.290	91.858

Da análise da Tabela 5-10 é possível verificar, que houve variações significativas de dano no edificado, visto tratar-se de um cenário caracterizado por uma magnitude alta. Tal como no sismo próximo, verifica-se uma redução dos danos, devido à da aplicação de cada uma das soluções de reforços, dentro dos cenários considerados. Mostra-se nas figuras seguintes as melhores estratégias de reforço adotadas para cada uma das quatro magnitudes.

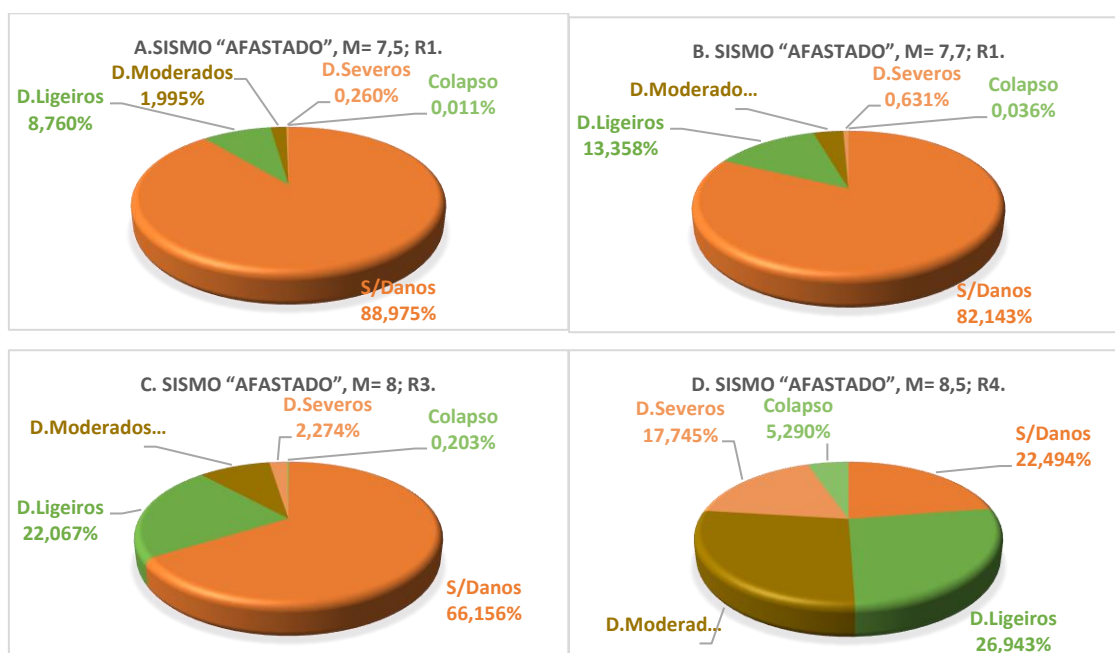
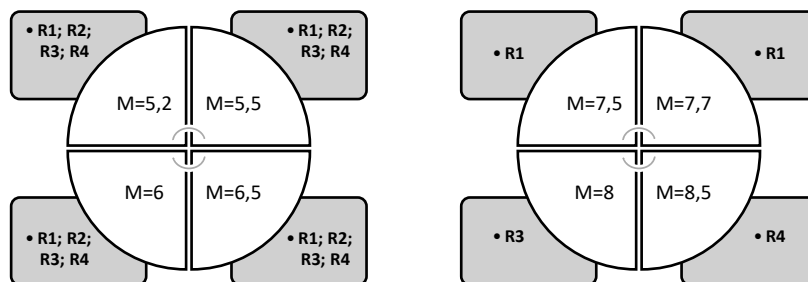


Figura 5.13 - Estimativa da distribuição dos danos sísmicos no edificado do bairro de Alvalade, para um cenário de sismo “afastado”; A. M=7,5, B. M=7,7, C. M=8 e D. M=8,5.

Estratégias de reforço para os cenários “sismo próximo e “sismo afastado

Conforme se pode observar, o cenário de sismo “afastado” prevê a existência de um maior número de edifícios com danos, quando comparado com o cenário de sismo “próximo”. Tanto o cenário “próximo”, como o cenário “afastado”, se prevê melhorias aquando da aplicação de soluções de reforço.

O esquema seguinte mostra as medidas preventivas do risco sísmico no edificado, ou seja, as estratégias de reforço adotadas para cada uma das quatro magnitudes, tendo em conta o cenário “sismo próximo e “sismo afastado.

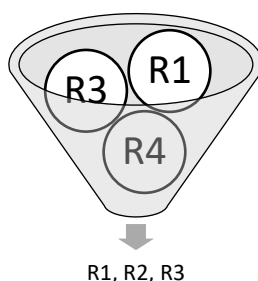


Da análise dos dois esquemas apresentados, pode-se dizer o seguinte:

Para o cenário “sismo próximo, a aplicação de qualquer uma das quatro soluções melhora de forma semelhante os danos no edificado; pelo que a adoção de qualquer uma delas pode ser considerada adequada como medida de mitigação do risco sísmico dada a ocorrência de um cenário semelhante.

Para o cenário “sismo afastado, são as soluções R1, R3 e R4 as que produzem os melhores resultados relativos aos danos no edificado, visto que elas melhoram significativamente e de forma quantitativa esses danos, e por isso são consideradas as melhores estratégias de mitigação do risco sísmico dada a ocorrência de um cenário semelhante.

Deste modo, pode-se concluir que tanto pode-se adotar a solução R1, como a R3 ou a R4 como as melhores estratégias de mitigação, visto que são comuns em ambos os cenários, e dado que conduzem a reduzidos valores de danos à estrutura.



Pretende-se que as estratégias de mitigação aqui adotadas possam contribuir para o apoio à decisão sobre a execução, ou não, de determinadas soluções de reforço sobre o parque construído.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

6. CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS

6.1. Síntese do trabalho e conclusões gerais

O bairro de Alvalade foi construído antes da regulamentação sísmica de 1983 (RSA, 1983), com características sísmo-resistentes inferiores às exigidas atualmente. Neste trabalho, procurou-se identificar estratégias de reforço para o edificado do bairro considerando edifícios em bandas lineares e avaliar a eficiência dessas soluções. As estratégias de reforço sísmico aqui apresentadas são aquelas que melhor contribuem para a mitigação do risco sísmico do local, tendo em conta a inserção dos edifícios no quarteirão.

No bairro de Alvalade cerca de 88,92% são edifícios de Pedra + PRSB e 11,08% são edifícios de betão armado. Estes edifícios possuem três tipos de porte: pequeno (1-2 andares), médio (3-5 andares) ou grande porte (mais de 5 andares) e possuem entre 1 a 15 pisos elevados, com predominância dos edifícios de médio porte, com cerca de 67,39%. Da análise do edificado conclui-se que existem 158 bandas lineares correspondentes a um total de 641 edifícios, com predominância as bandas de dois edifícios. Por conseguinte, resultaram 35 tipologias, correspondentes à vinte e seis bandas lineares homogéneas e nove bandas lineares heterogéneas, com predominância os edifícios de Pedra + PRSB, com cerca de 84,18% bandas lineares homogéneas e heterogéneas, sendo os restantes 15,82% correspondentes aos edifícios de betão armado todos homogéneos. A maior banda corresponde a 35ª tipologia - banda homogénea formada por 15 edifícios de Pedra + PRSB e todos de quatro pisos. Esta tipologia encontra-se na célula que possui o maior número de bandas lineares - a célula 1, com 44 bandas. As tipologias existentes em maiores quantidades, correspondentes a um total de 24 bandas lineares são: a tipologia 2, banda linear homogénea de dois edifícios de Pedra + PRSB ambos de três pisos e a tipologia 13, também uma banda linear homogénea mas de 13 edifícios de Pedra + PRSB e todos de três pisos.

A avaliação da vulnerabilidade sísmica do edificado foi feita recorrendo à análise das curvas de capacidade e de fragilidade, dos edifícios e das bandas lineares homogéneas e heterogéneas. No caso das bandas homogéneas conclui-se que a vulnerabilidade é a mesma para os edifícios e para as bandas. Conclui-se ainda que, no caso das bandas homogéneas, a vulnerabilidade é independente do número de edifícios existentes em cada banda. Isto é, a curva de capacidade uma banda linear de n edifícios de Pedra + PRSB, todos com o mesmo número de pisos é a mesma que a curva de capacidade de uma banda linear de $n+1$ edifícios de Pedra + PRSB, todos com o mesmo número de pisos. Assim como, a curva de capacidade uma banda linear de n edifícios de Betão armado, todos com o mesmo número de pisos é a mesma que a curva de capacidade de uma banda linear de $n+1$ edifícios de Betão armado, todos com o mesmo número de pisos.

No caso das bandas heterogéneas a curva de capacidade é diferente da curva de capacidade do edifício que compõe a banda. De uma maneira geral, estas bandas apresentam melhor comportamento

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

sísmico do que os edifícios individuais, sendo que a existência de edifícios adjacentes influencia a resposta sísmica desses edifícios.

Para avaliar a resposta dos edifícios com base nas curvas de capacidade, adotaram-se quatro estratégias de mitigação R1, R2, R3 e R4, correspondentes a quatro combinações da capacidade da força e a capacidade dúctil da estrutura. Cada uma destas quatro combinações corresponde a variações dos parâmetros que definem a curva de capacidade como os fatores de resistência (γ e λ), e os fatores da ductilidade (μ). Cada solução originou novas curvas de capacidade, definidas com base em estimativas dos valores da aceleração e deslocamento espectrais correspondentes à cedência e à capacidade última, em termos de resistência e deformabilidade, de edifícios analisados agora reforçados.

A eficiência dos reforços foi avaliada do ponto de vista estrutural, tendo em consideração a melhoria ou aumento da capacidade resistente do edifício. Tanto para as bandas lineares homogéneas, como para as heterogéneas, todas as soluções de reforço adotadas produziram uma melhoria na capacidade da força. Verificou-se que até ao ponto de cedência (SD_y , SA_y), a curva de capacidade do edifício é praticamente linear tanto antes como depois da aplicação das soluções de reforço. Verificou-se ainda que as soluções reforçadas aumentam o patamar elástico, devido ao acréscimo da resistência lateral do edifício. A solução R4 é única na qual se introduziu um acréscimo simultâneo de γ e λ , verificando-se um acréscimo da capacidade última (SA_u e SD_u), traduzida numa melhoria da resistência máxima do edifício a forças laterais. Tal como no caso das situações sem reforço, para além do ponto de capacidade última, a curva de capacidade mantém-se praticamente horizontal, podendo aplicar-se acréscimos de deslocamento sem grande aumento de aceleração espectral, caracterizando um comportamento plástico até à rotura.

Para estimar os valores medianos do deslocamento espectral para a banda linear reforçada, adotaram-se por quatro estratégias de mitigação, optando-se em cada uma delas pela melhoria da capacidade dúctil em 25% para cada estado de dano. Cada solução originou novos valores medianos e novas curvas de fragilidade.

A análise das curvas de fragilidade mostrou que as soluções de reforço adotadas produziram uma melhoria na capacidade dúctil quando se aumenta em 25% os parâmetros que definem o valor mediano para cada estado de dano.

Finalmente, para a avaliação do risco sísmico em Alvalade consideraram-se dois cenários de ação sísmica, o cenário “próximo” (terra) referente, em geral, aos sismos com epicentro no território Continental, com magnitudes que variam entre 5,2 e 6,5 e de 7,5 a 8,5 para o cenário “afastado” referente, em geral, aos sismos com epicentro na região Atlântica.

Da observação do mapa de danos obtidos, para determinado nível de intensidade da ação sísmica, conclui-se que o cenário “afastado” induzirá danos mais severos no edificado, com maiores percentagens dos edifícios em estado de dano completo ou colapso. Verificou-se ainda que o cenário “próximo” é menos

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

prejudicial para todas as tipologias construtivas. Sendo mais evidentes os efeitos socioeconómicos originados por uma ação sísmica de elevada intensidade, como é o caso do cenário “afastado”, estes efeitos podem ser maiores caso não sejam tomadas as devidas medidas de preservação e estabilização pós-sismo adequadas.

Relativamente à aplicação das estratégias de reforço, verificaram-se que todas as estratégias adotadas têm como resultado uma diminuição dos danos, reduzindo deste modo o risco de perdas de vidas humanas e bens materiais.

A avaliação da vulnerabilidade sísmica das construções existentes é uma medida fundamental para a sua preservação. Deve ser efetuada de modo a serem tomadas as medidas necessárias para diminuição dessas vulnerabilidades, caso seja necessário, através da implementação de ações adequadas para a mitigação de riscos. Entretanto, deve-se evitar que não sejam efetuadas intervenções sobre os edifícios que prejudiquem a sua segurança sísmica. Nas futuras construções, em fase de projeto, deverá ser assegurado o cumprimento da regulamentação existente, a qual estabelece as normas de dimensionamento que lhe irão conferir características sísmo-resistentes, assim como, promover uma fiscalização eficiente durante a construção para que o projeto estrutural seja integralmente cumprido.

Finalmente, importa referir que este trabalho corresponde ao primeiro estudo de estratégias para a mitigação do risco sísmico para os edifícios em banda, à escala do quarteirão na cidade de Lisboa.

6.2. Desenvolvimentos Futuros

Os resultados obtidos ao longo deste trabalho são considerados como bastante satisfatórios. No entanto, ainda existe muito trabalho a desenvolver e a aperfeiçoar no futuro de forma a garantir a escolha de melhores estratégias de mitigação tendo em conta as diversas situações estruturais.

A sequência mais imediata deste trabalho consistiria na análise do risco sísmico do Parque habitacional de Alvalade para as bandas não lineares. Uma vez que no bairro de Alvalade existe um número considerável de habitações individuais, este tipo de edificado deveria ser também considerado.

No âmbito das soluções de reforço, propõe-se o estudo e a análise detalhada das diferentes soluções de reforço a adotar.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AHEAD (2017) *AHEAD*. Disponível em: <http://emidius.eu/AHEAD> (Acedido: 4 de Agosto de 2017).
- ASCE (2003) «Standard for the Seismic Evaluation of Buildings, ASCE 31-03, Structural Engineering Institute of the American Society of Structural Engineers, Reston, VA.»
- ATC-13 (1985) «Earthquake damage evaluation data for California. Applied Technology Council, Redwood City».
- ATC-36 (1997) «Earthquake damage and loss estimation methodology and data for Salt Lake County. Applied Technology Council». Utah.
- ATC e SSC (1996) *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Applied Technology Council: ATC-40*. Redwood City, California.
- Azevedo, J. (2008) «Caracterização da acção sísmica» in Lopes, M. (ed) «Sismos e Edifícios». Orion. Portugal: Setembro.
- Badoux, M. (1998) «Comparison of Seismic Retrofitting Strategies with the Capacity Spectrum Method», em *Eleventh European Conference on Earthquake Engineering*. Paris.
- Barbat, A. H. et al. (2009) «Seismic vulnerability and risk evaluation methods for urban areas. A review with application to a pilot area.», *Structure and Infrastructure Engineering*, 6(1), pp. 17–38. doi: 10.1080/15732470802663763.
- Bento, R. (2009) «Seismic vulnerability assessment of old buildings». Department of Civil Engineering and Architecture, IST, Lisboa.
- Bern (2008) «Seismic retrofitting of structures, Strategies and collection of examples in Switzerland». Published by the Federal Office for the Environment FOEN.
- Blume, J. A., Scholl, R. E. e Lum, P. K. (1977) «Damage factors for predicting earthquake dollar loss probabilities, URS/John A. Blume Engineers, for the U.S. Geological Survey.»
- Bonett, R. (2003) *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Calvi, G. M. et al. (2006) «Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the last 30 years», *Journal of Earthquake Technology*, 43(3), pp. 75 – 104.
- Calvi, G. M., Magenes, G. e Pinho, R. (2005) «Displacement based methods to predict earthquake damage at variable geographical scales.», em *Conferência Internacional, 250th Anniversary of 1755 Lisbon Earthquake*. Lisboa, pp. 147–159.
- Calvi, G. M. e Pinho, R. (2004) *LESSLOSS—A European integrated project on risk mitigation for earthquakes and landslides, Research Report Rose 2004/02*. ISBN: 88-7358-020-3. Pavia, Itália.
- Calvi, G. M., Pinho, R. e Magenes, G. (2009) «Traditional and innovative methods for seismic vulnerability assessment at large geographical scales.», *The 1755 Lisbon Earthquake: Revisited (pp 197-220)*, L.A. Mendes-Victor et al. (eds), Springer.
- Câmara, F. M. V. R. (2010) *Evolução das Soluções de Reabilitação Recente nos Açores Motivada pela Actividade Sísmica*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Candeias, P. (2008) *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria*.
- Candeias, P., Costa, A. C. e Coelho, E. (2004) «Shaking table tests of 1:3 reduced scale models of four story unreinforced masonry buildings.», em *13th World Conference on Earthquake Engineering (Paper No. 2199)*, Vancouver, B. C. Canada.
- Cardona, O. et al. (2012) «CAPRA—comprehensive approach to probabilistic risk assessment: international initiative for risk management effectiveness.», em *Proceedings of the 15th world conference on earthquake*

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

engineering. CD-ROM. Lisbon.

Carreno, M. L., Cardona, O. D. e Barbat, A. H. (2007) «A disaster risk management performance index.», *Natural Hazards*, 41, pp. 1–20. doi: 10.1007/s11069-006-9008-y.

Carvalho, E. C. *et al.* (2001) «Classificação Tipológica do Parque Habitacional de Portugal Continental para o Estudo da sua Vulnerabilidade Sísmica.» Ponta Delgada, S. Miguel.

Carvalho, E. C. *et al.* (2002) *Caracterização, vulnerabilidade e estabelecimento de danos para o planeamento de emergência sobre o risco sísmico na Área Metropolitana de Lisboa e nos municípios de Benavente, Salvaterra de Magos, Cartaxo, Alenquer, Sobral de Monte Agraço, Arruda dos Vin.* LNEC, Lisboa.

Carvalho, E. C. (2012) «“Os sismos são inevitáveis mas as suas consequências não!”», *Construção Magazine 50*. Portugal: Julho/Agosto.

CEN (2004) «EN 1998-1:2004, Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance—part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization»,. Brussels.

Chen, W. F. e Scawthorn, C. (2003) «*Earthquake Engineering Handbook*». CRC Press.

Corsanego, A. e Petrini, V. (1990) «Seismic vulnerability of buildings. Proceedings of the SEISMED3, Trieste». Itália.

Cosenza, G. M. *et al.* (2005) «‘A multi-level approach to the capacity assessment of existing.’», *Journal of Earthquake Engineering*, 9(1), pp. 1–22.

Costa, A. (2016) «Reabilitação e reforço de Estruturas». Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Costa, A. (2017) *Avaliação e reforço de Estruturas para a acção sísmica*. Lisboa. Disponível em: http://www.civil.ist.utl.pt/~crisina/RREst/Aulas_Apresentacoes/07_Bibliografia/AulaTeoricaReforcoSismico/ReforcoSismico.pdf.

Costa, A. C. *et al.* (2004) «Simulador de cenários sísmicos integrado num sistema de informação geográfica», *6º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica*.

Costa, A. campos *et al.* (2010) «Evaluation of seismic risk and mitigation strategies for the existing building stock: application of LNECloss to the metropolitan area of Lisbon», *Bull Earthq Eng*, 8, pp. 119–134. doi: 10.1007/s10518-009-9160-3.

D., D. (2013) «Assessing the seismic vulnerability of masonry buildings.», em Tesfamariam S, G. K. (ed.) *Handbook of seismic risk analysis and management of civil infrastructure systems*. Woodhead Publishing, Sawston, pp. 334–365. doi: 10.1533/9780857098986.3.334.

D’Ayala, D. *et al.* (2014) *Guidelines for analytical vulnerability assessment of low/mid-rise buildings - Methodology, Report produced in the context of the Vulnerability Global Component project, GEM Foundation*.

Diz, S., Costa, A. e Costa, A. A. (2015) «Efficiency of strengthening techniques assessed for existing masonry buildings», *Engineering Structures*, 101, pp. 205–2015.

Dolce, M. *et al.* (1994) «“Report of the EAEE working group 3: Vulnerability and risk analysis” Technical Report», em *10th European Conference on Earthquake Engineering*. Vienna, pp. 3049–3077.

Estêvão, J. M. C. (1998) *Modelo computacional de avaliação do risco sísmico de edifícios*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

F. Pinho (2000) «Paredes de edifícios antigos em Portugal». Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

Fajfar, P. (2000) «A non linear analysis method for performance-based seismic design.», *Earthquake Spectra*, 16(3), pp. 573–5924.

Fajfar, P. (2002) «Structural analysis in earthquake engineering – a breakthrough of simplified non-linear methods.», em *12th European conference on earthquake engineering*. London, UK.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Fajfar, P. e Fischinger, M. P. of the (1998) «“N2 – A method for non-linear seismic analysis of regular buildings”», em *9th World Conference in Earthquake Engineering*,. TokyoKyoto, Japan, pp. 111–116.

FEMA (1998) *Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings – A Prestandard, FEMA 310, Federal Emergency Management Agency*,. Washington, D.C.

FEMA (2012) «HAZUS-MH 2.1 Technical Manual. Federal Emergency Management Agency»,. Washington D.C.

FEMA-273 (1997) «NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings – Federal Emergency Management Agency».

FEMA e NIBS (1999) «Earthquake Loss Estimation Methodology – HAZUS 99». Washington, D.C., USA: Federal Emergency Management Agency and National Institute of Buildings Sciences.

FEMA e NIBS (2003) «Multi-Hazard Loss Estimation Methodology: Earthquake Model, HAZUSMH MR4, Technical Manual, Federal Emergency Management Agency, Mitigation Division». FEMA & NIBS Mitigation Division, Washington, D.C.

FEMA e NIST (2006) «Federal Emergency Management Agency, “Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings – FEMA 547/2006 Edition”», *Prepared by Rutherford & Chekene (R & C) Consulting Engineers (Subconsultant) under contract with National Institute of Standards and Technology (NIST)*. EUA, p. 571. doi: 10.1061/9780784408841.

Ferreira, M. M. L. de S. A. (2012) *Risco sísmico em sistemas urbanos*. Instituto Superior Técnico, IS, Lisboa.

Ferrito, T. F. C. (2014) *Avaliação sísmica de um edifício « de placa » do Bairro de Alvalade Análise Linear e Não Linear*. Instituto Superior Técnico.

Ferrito, T., Milosevic, J. e Bento, R. (2016) «Seismic vulnerability assessment of a mixed masonry–RC building aggregate by linear and nonlinear analyses», *Bulletin of Earthquake Engineering*. Springer Netherlands, 14(8), pp. 2299–2327. doi: 10.1007/s10518-016-9900-0.

Fonseca, J. D. (2008) «Os sismos» in Lopes, M. (ed) «*Sismos e Edifícios*». Orion. Portugal: Setembro.

Franco, A. (2018) *Bairro de Alvalade*. Disponível em: <http://bairrodealvalade.com/post/20529000052/a-geografia-do-afecto> (Acedido: 2 de Janeiro de 2018).

Freeman, S. A. (1998) «The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design», em *Eleventh European Conference on Earthquake Engineering*,. Paris.

Freeman, S. A., Nicoletti, J. P. e Tyrell, J. V. (1975) «“Evaluation of existing buildings for seismic risk – A case study of Puget sound Shipyard, Bremerton, Washington”», em *U.S. National Conference on Earthquake Engineering*,. Berkeley, U.S.A, pp. 113–122.

Gálvez, M. S. et al. (2015) «Probabilistic seismic risk assessment of Lorca through scenario simulations.», *Rev Internac Métod Numér Cálculo Ingr*, 32(2), pp. 70–78. doi: 10.1016/j.rimni.2014.12.001.

GEM (2017) *Global Earthquake Model*. Disponível em: <https://www.globalquakemodel.org/>.

Giovinazzi, S. e Lagomarsino, S. (2004) «A macroseismic method for the vulnerability assessment of buildings.»

Grünthal, G. (1998) «“European Macroseismic Scale 1998” (EMS-98).», *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie*. Editado por G. Grünthal. Luxemburgo, 15.

Horizonte 2020 (2014) *Societal-challenges*. Disponível em: <http://ec.europa.eu/programmes/horizon2020/en/h2020-section/societal-challenges> (Acedido: 11 de Fevereiro de 2017).

I.E.Bal, Crowley, H. e Pinho, R. (2008) «Displacement-Based Earthquake Loss Assessment for an Earthquake Scenario in Istanbul», *Journal of Earthquake Engineering*. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1080/13632460802013388>.

IGN (2017) *Instituto Geográfico Nacional*. Disponível em: <http://www.ign.es> (Acedido: 4 de Agosto de 2017).

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

INE (2012) «Censos - Resultados definitivos: Portugal - 2011 (“Final results of the Census of year 2011 for all Portugal”)». Instituto Nacional de Estatística, Lisbon.

IPMA (2017) *Instituto Português do Mar e da Atmosfera*. Disponível em: <https://www.ipma.pt/pt/geofisica/sismicidade/> (Acedido: 9 de Junho de 2017).

ISC (2017) *International Seismological Centre*. Disponível em: <http://www.isc.ac.uk/> (Acedido: 4 de Agosto de 2017).

ISO (1983) «Guide for determination of earthquake classifications. Insurance Services Office». New York.

Jaiswal, K., Wald, D. e Porter, K. (2010) «A global building inventory for earthquake loss estimation and risk management.», *Earthquake Spectra*, 26, pp. 731–748.

JFA (2017) *Junta de Freguesia de Alvalade*. Disponível em: <http://www.jf-alvalade.pt/historia/> (Acedido: 27 de Setembro de 2017).

Kaynia, A. M. *et al.* (2013) «“D8.10 - Guidelines for deriving seismic fragility functions of elements at risk: Buildings, lifelines, transportation networks and critical facilities”, Publications Office of the European Union». Luxembourg.

Kircher, C. A. *et al.* (1996) «Development of building damage functions for earthquake loss estimation», *Earthquake Spectra*, 13(4), pp. 663–682.

Kishore, N. e Thampan, C. P. V. (2017) «A review on earthquake vulnerability assessment», *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, 4(3), pp. 1885–1889.

Lamego, P. *et al.* (2016) *Seismic vulnerability and risk analysis of the old building stock at urban scale: application to a neighbourhood in Lisbon*, *Bulletin of Earthquake Engineering*. doi: 10.1007/s10518-016-0072-8.

Lamego, P. R. C. (2014) *Reforço sísmico de edifícios de habitação - Viabilidade da mitigação do risco*. Universidade do Minho - Escola de Engenharia.

Lamego, P. R. C. e Lourenço, P. B. (2012) «Caracterização e comportamento sísmico de edifícios de placa», pp. 1–11.

Lang, D. (2012) «*Earthquake Damage and Loss Assessment –Predicting the Unpredictable*». Universidade de Bergen, Bergen, Noruega.

Lang, K. (2002) «*Seismic vulnerability of existing buildings*». Institute of Structural Engineering Swiss Federal Institute of Technology, Zurique.

Langenbach, R. (2017) *Baixa Pombalino Walls*. Disponível em: <http://www.conservationtech.com/MAIN-TOPICS/ROMEprojects/Pombalwalls/Bombal-stereopr.htm> (Acedido: 4 de Abril de 2017).

Leite, J., Pereira, M. P. e Lourenço, P. B. (2011) «Infill masonry: Seismic behaviour of reinforced solutions.», em *7th International Conference AMCM2011*. Kraków, Poland.

LESSLOSS (2007) «European Research Project for Risk Mitigation for Earthquakes and Landslides». Disponível em: <http://www.lessloss.org>.

LNEC (2017) *LNEC*. Disponível em: <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE> (Acedido: 4 de Abril de 2017).

Lopes, M. (2008) «*Concepção de estruturas*» in Lopes, M. (ed) «*Sismos e Edifícios*». Edição Ori. Portugal.

Lopes, M. M. P. S. e *et al.* (2008) *Sismos e edifícios*. Orion.

Lourenço, D. P. (2012) *Avaliação do risco sísmico em Portugal*. Universidade de Aveiro.

Lumantarna, E. *et al.* (2014) «Review of Methodologies for Seismic Vulnerability Assessment of Buildings», *Australia Earthquake Engineering Society 2014 Conference*.

Marques, R. *et al.* (2017) «Efficiency and Cost-Benefit Analysis of Seismic Strengthening Techniques for Old Residential Buildings in Lisbon», *Journal of Earthquake Engineering*. Taylor & Francis, 0(0), pp. 1–36. doi: 10.1080/13632469.2017.1286616.

- McGuire, R. K. (2004) «Seismic hazard and risk analysis».
- Medvedev, S. e Sponheuer, W. (1969) «“MSK Scale of Seismic Intensity”», em *Fourth World Conference on Earthquake Engineering*. Santiago, Chile.
- Mendes, N. (2012) *Seismic assessment of ancient masonry buildings: shaking table tests and numerical analysis*. Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães.
- Mendes, N., Lourenço, P. B. e Costa, A. C. (2010) «Shaking table tests of stone masonry buildings. Structural Faults & Repair 2010», em *13th International Conference*. Edinburgh, Scotland. Disponível em: <http://hdl.handle.net/1822/19037>.
- Mezcua, J. (1982) «Catálogo General de Isosistas de la Península Ibérica, 61 pp. + 261 maps (in Spanish).» Madrid: Instituto Geográfico Nacional.
- Molina, S., Lang, D. H. e Lindholm, C. D. (2010) «SELENA – An open-source tool for seismic risk and loss assessment using a logic tree computation procedure», *Computers and Geosciences*, 36, p. 257–269.
- Molina, S. e Lindholm, C. (2005) «A logic tree extension of the capacity spectrum method developed to estimate seismic risk in Oslo, Norway», *Journal of Earthquake Engineering*, 9(6), p. 877–897.
- Monteiro, M. e Bento, R. (2008) «Seismic Characterization and Evaluation of an Old Masonry Building». ICIST, Instituto Superior Técnico, Technical University of Lisbon, Portugal.
- Monteiro, M. e Bento, R. (2012) *Characterization of ‘Placa’ buildings, Report ICIST, DTC nº 02/2012*. Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e Construção, Instituto Superior Técnico, Lisbon, ISSN 0871-7869.
- Mouroux, P. e Le Brun, B. (2006) «Presentation of RISK-UE project», *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4), pp. 323–339. doi: 10.1007/s10518-006-9020-3.
- Neighbors, C. J. et al. (2013) «“Sensitivity Analysis of FEMA HAZ S Earthquake Model: Case Study from King County, Washington”», *Natural Hazards Review*, pp. 134–146.
- NORSAR (2017) *NORSAR ou Norwegian Sismic Array*. Disponível em: <https://www.norsar.no/r-d/safe-society/earthquake-hazard-risk/structural-vulnerability-assessment/> (Acedido: 22 de Setembro de 2017).
- NP EN 1998-1 (2010) «Norma Portuguesa, Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. IPQ». Lisboa.
- NRC (1999) *The impacts of natural disasters: a framework for loss estimation*, National Academy Press, National Research Council. Washington, D.C.
- Oliveira, C. S. (2008a) «Efeitos naturais, impacte e mitigação» in Lopes, M. (ed) «*Sismos e Edifícios*». Orion. Portugal.
- Oliveira, C. S. (2008b) «Lisbon earthquake scenarios: A review on uncertainties, from earthquake source to vulnerability modelling», *Soil Dyn Earthq Eng*, 28(10–11), pp. 890–913. doi: 10.1016/j.soildyn.2007.11.002.
- Oliveira, C. S., Gaspar, J. e Correia, F. (1985) «Levantamento do parque habitacional de Lisboa. Vol. 1 – Ficha-inquérito. Apuramento de resultados na zona da Alameda D. Afonso Henriques, freguesias de Alto do Pina, S. João de Deus e S. Jorge de Arroios.» LNEC, Lisboa.
- Pereira, M. F. P. (2013) *Avaliação do desempenho das envolventes dos edifícios face à acção dos sismos*. Universidade do Minho Escola de Engenharia.
- Peter, K. e Badoux, M. (2000) «Application of the Capacity Spectrum Method to R . C . Buildings With Bearing Walls», em *12th World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 1–8.
- Pitilakis, K., Crowley, H. e Kaynia, A. (2014) «SYNER-G: typology definition and fragility functions for physical elements at seismic risk», *Series on geotechnical, geological and earthquake engineering*. Springer Netherlands, 27. doi: 10.1007/978-94-007-7872-6.
- Pombo, P. G. V. (2014) *Modelos para a avaliação de vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos de Alvenaria . Aplicação de um modelo a um edifício de « placa »*. IST, Lisboa.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Pujades, L. G. *et al.* (2010) «Seismic performance of a block of buildings representative of the typical construction in the Eixample district in Barcelona (Spain)», *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(1), pp. 331–349. doi: 10.1007/s10518-010-9207-5.

Ramos, L. F. e Lourenço, P. B. (2004) «Modeling and vulnerability of historical city centers in seismic areas : a case study in Lisbon», *Engineering Structures*, 26, pp. 1295–1310. doi: 10.1016/j.engstruct.2004.04.008.

Ravara, A. *et al.* (2001) *Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado*. Editado por Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica-SPES e Grémio das Empresas de Conservação e Restauro do Património Arquitectónico- GECORPA. Ordem dos Engenheiros, Lisboa.

REBAP (1983) «Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado.» Lisboa.

Robinson, D., Fulford, G. e Dhu, T. (2006) «EQRM : Geoscience Australia's earthquake risk model : technical manual version 3.0.» Canberra: Geoscience Australia.

RSA (1983) «Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes». Lisboa.

RSCCS (1958) «Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos.» Lisboa.

RSEP (1961) «Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes.» Lisboa.

Santos, C. *et al.* (2013) «Building typologies identification to support risk mitigation at the urban scale—case study of the old city centre of Seixal, Portugal.», *J Cult Herit*, 14(6), pp. 449–463. doi: 10.1016/j.culher.2012.11.001.

Scarpa, F. (2018) *Alvalade*.

Seligson, H. A. (2008) «“The ShakeOut Scenario Supplemental Study: HAZUS Enhancements and Implementation for the ShakeOut Scenario”». Huntington Beach, California, U.S.A.

Senos, M. L. e Carrilho, F. (2003) *Sismicidade de Portugal Continental*. Lisboa.

Sequeira, A. (1999) «*Characterization and assessment of the market related to maintenance and conservation of the architectural heritage*,» Report GECORPA–Grémio do Património, Lisbon, Portugal (in Portuguese). Lisbon, Portugal.

SHARE (2013) *EU-FP7 SHARE Project-Seismic hazard harmonization in Europe (SHARE)*. Zurique: Serviço sismológico suíço.

Silva, V. C. e Soares, I. (1996) «Utilização do betão armado no reforço sísmico de edifícios de alvenaria. Caso dos edifícios “de placa”», em *Betão Estrutural, 6º Encontro Nacional sobre Estruturas Pré-Esforçadas*. LNEC, Lisboa, pp. 2-127-2–146.

Simões, A. *et al.* (2015) «Fragility curves for old masonry building types in Lisbon», *Bulletin of Earthquake Engineering*, pp. 3083–3105. doi: 10.1007/s10518-015-9750-1.

Sousa, M. L. (2006) *Risco sísmico em Portugal Continental*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Sousa, M. L. (2012) «A intervenção do LNEC na mitigação do risco sísmico». Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa.

Sousa, M. L., Carvalho, E. C. e Oliveira, C. . (2000) «Risco sísmico em Portugal.Bolsa dos Seguros. Revista de Seguros e Pensões. Ano III, nº 8». Lisboa, pp. 22–26.

Sousa, M. L., Costa, A. C. e Oliveira, C. . (1997) «Modelos probabilísticos para a avaliação de perdas causadas por sismos: Aplicação à cidade de Lisboa. 3ESES.» IST, Lisboa, pp. 109–118.

SPES (2014) *Página da Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica*. Disponível em: www.spes.sismica.org.

Tiedemann, H. (1992) «Earthquakes and volcanic eruptions: A handbook on risk assessment. Swiss Reinsurance Company». Zurique, Suíça.

Varum, H. (2003) «*Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings*». Universidade de Aveiro, Aveiro.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Vicente, R. *et al.* (2011) «Evaluation of strengthening techniques of traditional masonry buildings: case study of a four-building aggregate», *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 25(3), pp. 202–216.

Vicente, R., Ferreira, T. e Maio, R. (2014) «Seismic Risk at the Urban Scale: Assessment, Mapping and Planning.», *Procedia Economics and Finance*, 18, pp. 71–80. doi: 10.1016/S2212-5671(14)00915-0.

Vicente, R. S. (2008) *Estratégias e Metodologias para intervenções de reabilitação urbana. Avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico do edificado da Baixa de Coimbra*. Universidade de Aveiro, Aveiro.

Whitman, R. V. *et al.* (1997) «Development of a national earthquake loss estimation methodology», *Earthquake Spectra*, 1(4), pp. 643–661.

Whitman, R. V., Reed, J. W. e Hong, S. T. (1974) «Earthquake damage probability matrices. In: Proceedings of 5th European conference on earthquake engineering». Rome, Italy, 2531.

Wood, H. O. e Neumann, F. (1931) «“Modified Mercalli Intensity Scale of 1931”», *Bulletin of the Seismological Society of America*, 21(4), pp. 277–283.

Yasmin, T. *et al.* (2015) «Fragility Analysis for Seismic Vulnerability Assessment of Buildings : a Review», *International Research Journal of Engineering and Technology*, 2(6).

Yeh, C.-H., Loh, C.-H. e Tsai, K.-C. (2006) «Overview of Taiwan Earthquake Loss Estimation System», *Natural Hazards*, 37(1–2), pp. 23–37. doi: 10.1007/s11069-005-4654-z.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

ANEXOS

ANEXO A

Regulamentação Sísmica

A.1 Regulamentação Sísmica

Apresenta-se neste capítulo, uma síntese da evolução cronológica dos regulamentos antissísmicos implementados em Portugal de acordo com Ferreira (2012).

1. **REGULAMENTO DE SEGURANÇA DAS CONSTRUÇÕES CONTRA OS SISMOS (RSCCS– Decreto nº41658)** (RSCCS, 1958): Em 1958 surge o primeiro regulamento de estruturas que inclui pela primeira vez a consideração de um coeficiente sísmico, para quantificar a ação sísmica horizontal, e um zonamento do território nacional de acordo com a sua importância sísmica, obrigando deste modo ao cálculo dos efeitos dos sismos nas construções. Este regulamento marca o início de um período de construção que, embora de qualidade muito variável pela falta de fiscalização efetiva de projetos e obras, representa em média uma melhoria significativa da resistência sísmica das construções.
2. **REGULAMENTO DE SOLICITAÇÕES EM EDIFÍCIOS E PONTES (RSEP)** (RSEP, 1961): Em 1961 publicou-se o regulamento que passou a definir as ações a considerar no dimensionamento estrutural, que tinham como objetivo a prevenção do colapso das estruturas. Manteve-se o zonamento do RSCCS (RSCCS, 1958).
3. **REGULAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO (REBA)**: Em 1967 surge o REBA aplicável às construções de edifícios de médio e grande porte (10-15 andares) em betão armado.
4. **REGULAMENTO DE SEGURANÇA E AÇÕES PARA ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS E PONTES (RSAEEP/RSA)** (RSA, 1983): A par com as principais normas europeias, surge em 1983 (data de publicação) e com entrada em vigor em 1985, o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA, 1983) que classifica e quantifica os diferentes tipos de ações e combinações destas que interessam ao dimensionamento de estruturas (edifícios e pontes).
5. **REGULAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO (REBAP)** (REBAP, 1983): Surge igualmente em 1983 (REBAP, 1983) e tal como o REBA contempla as disposições de segurança e construtivas das estruturas de betão armado, adicionando-se as estruturas em betão pré-esforçado. Desta forma, vai de encontro às disposições preconizadas em 1978 pelo Comité Euro Internacional du Béton (CEB, 1978), CEB-FIT Model Code 1978 no qual cedia informação sobre propriedades dos materiais e estabelecimento de algumas relações para o betão.
6. **EN 1998 (EUROCÓDIGO 8) - PROJECTO DE ESTRUTURAS PARA RESISTÊNCIA AOS SISMOS** (NP EN 1998-1, 2010): normas europeias surgidas mais recentemente que visam unificar os critérios e normativas de cálculo e dimensionamento de estruturas e aplica-se ao projeto, a construção de edifícios e a outras obras de engenharia civil em regiões sísmicas. Tem como finalidade assegurar em caso de ocorrência de sismos que: as vidas humanas são protegidas, os danos são limitados e as estruturas importantes para a proteção civil se mantenham operacionais (NP EN 1998-1, 2010). Norma Portuguesa do Eurocódigo 8 Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Este regulamento é o que atualmente vigora em Portugal.

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

Analisado a evolução dos regulamentos antissísmicos, verifica-se que, os regulamentos têm vindo a ser cada vez mais exaustivos na descrição das características das construções sísmo-resistentes, o que vai em conta o crescente aumento das exigências de segurança sísmica das construções. Deste modo, é de referir que, a introdução de novos regulamentos ou a revisão dos regulamentos em já existentes, constitui um passo importante na melhoria do projeto de estruturas com características sísmo-resistentes.

ANEXO B

Fichas de caracterização do edificado e da sua vulnerabilidade sísmica

B.1 N°Edifícios por banda linear

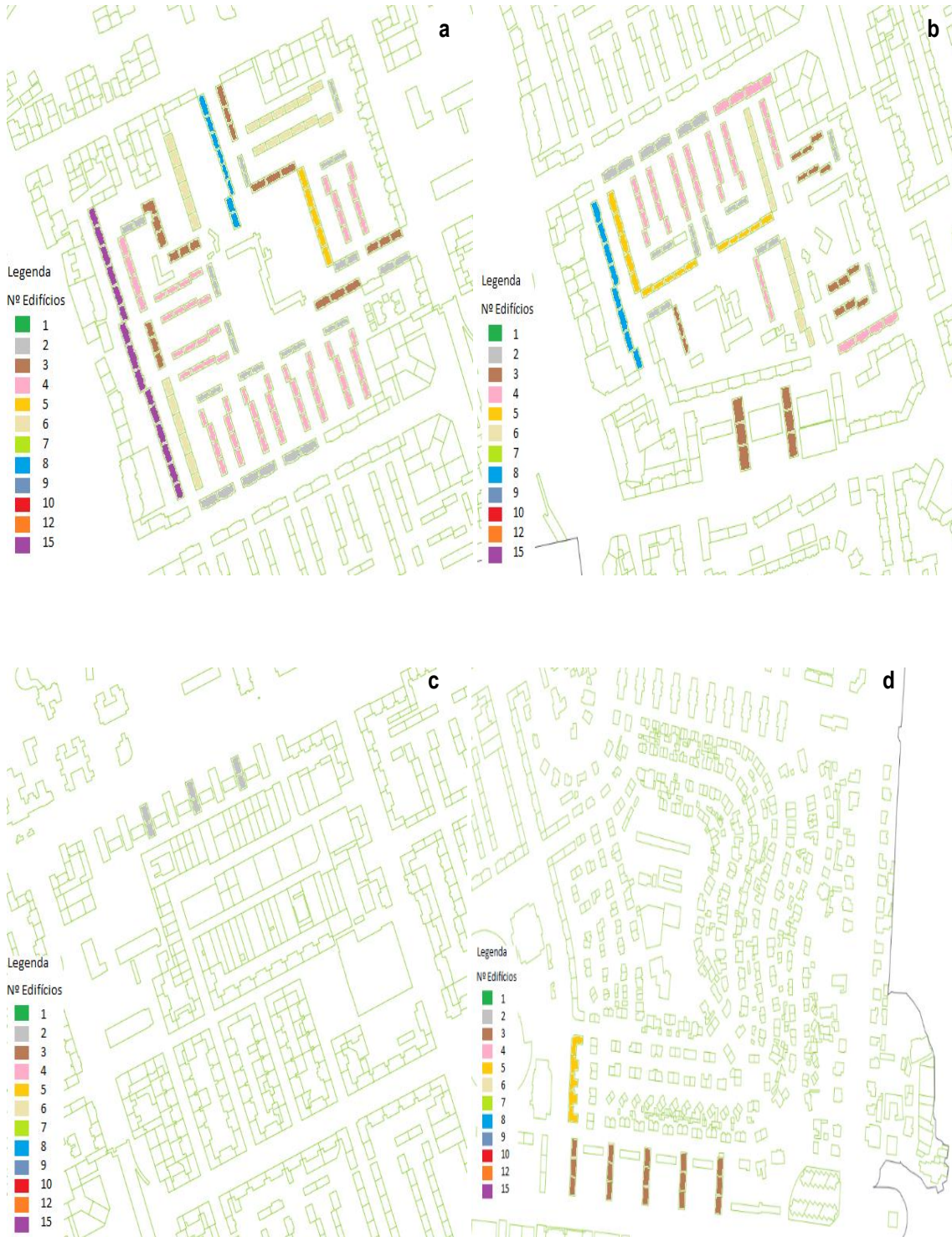


Figura B.1. 1 - N° Edifícios por banda linear: a-célula 1, b-célula 2, c-célula 3, d-célula 4

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

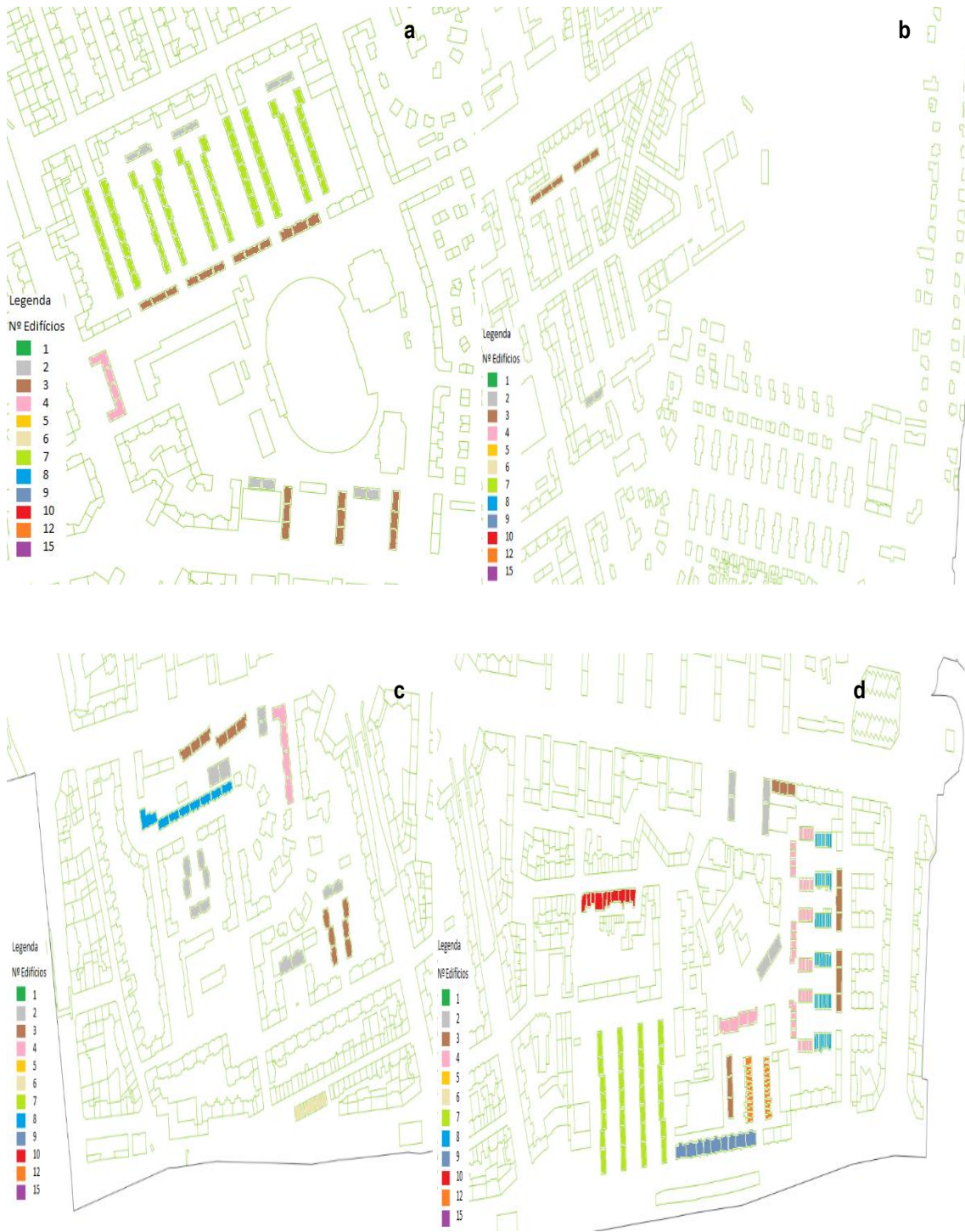


Figura B.1. 2 - Nº Edifícios por banda linear: a-célula 5, b-célula 6, c-célula 7, d-célula 8

B.2 N°pisos por banda linear

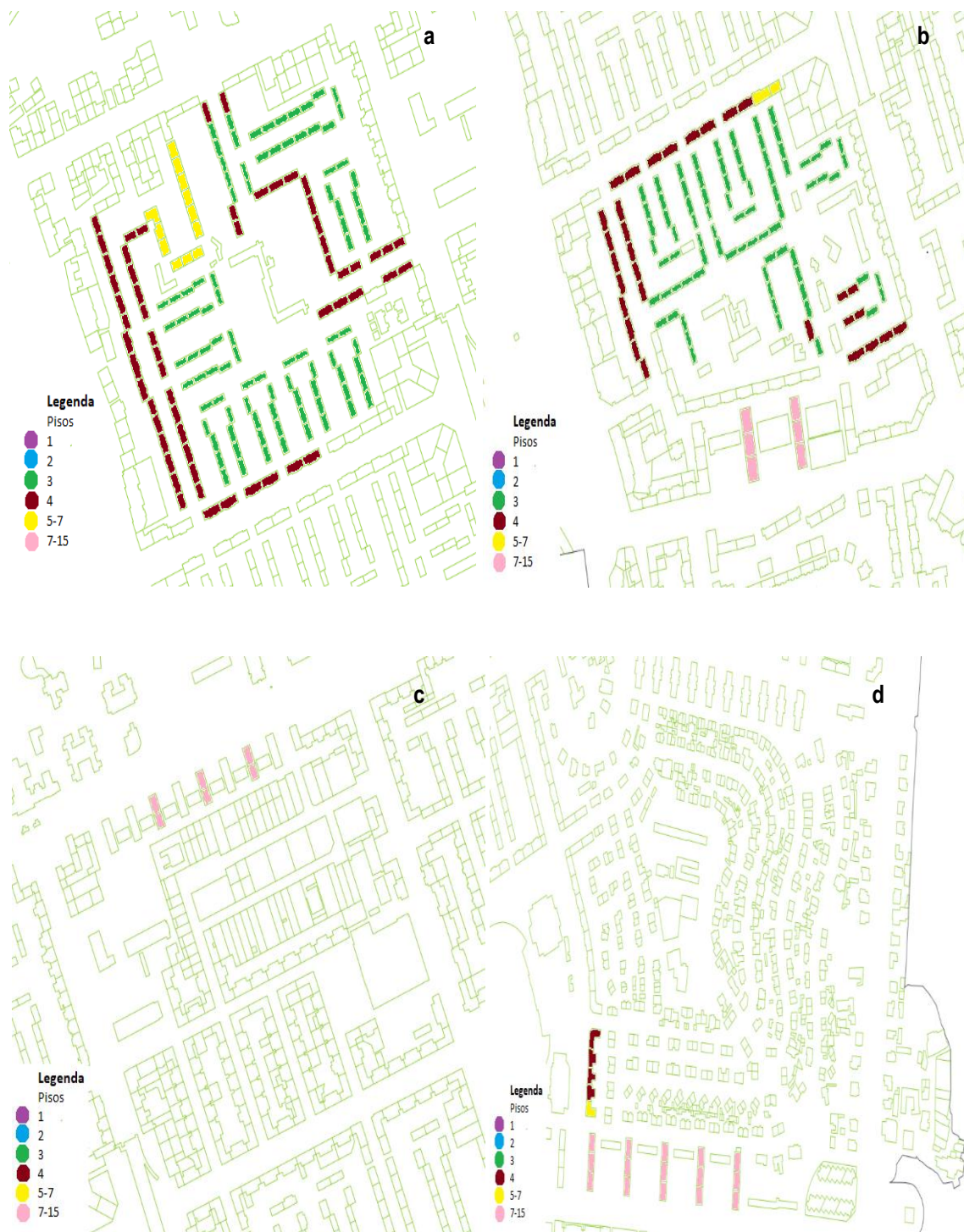


Figura B.2. 1 – N° Pisos por banda linear: a-célula 1, b-célula 2, c-célula 3, d-célula 4

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

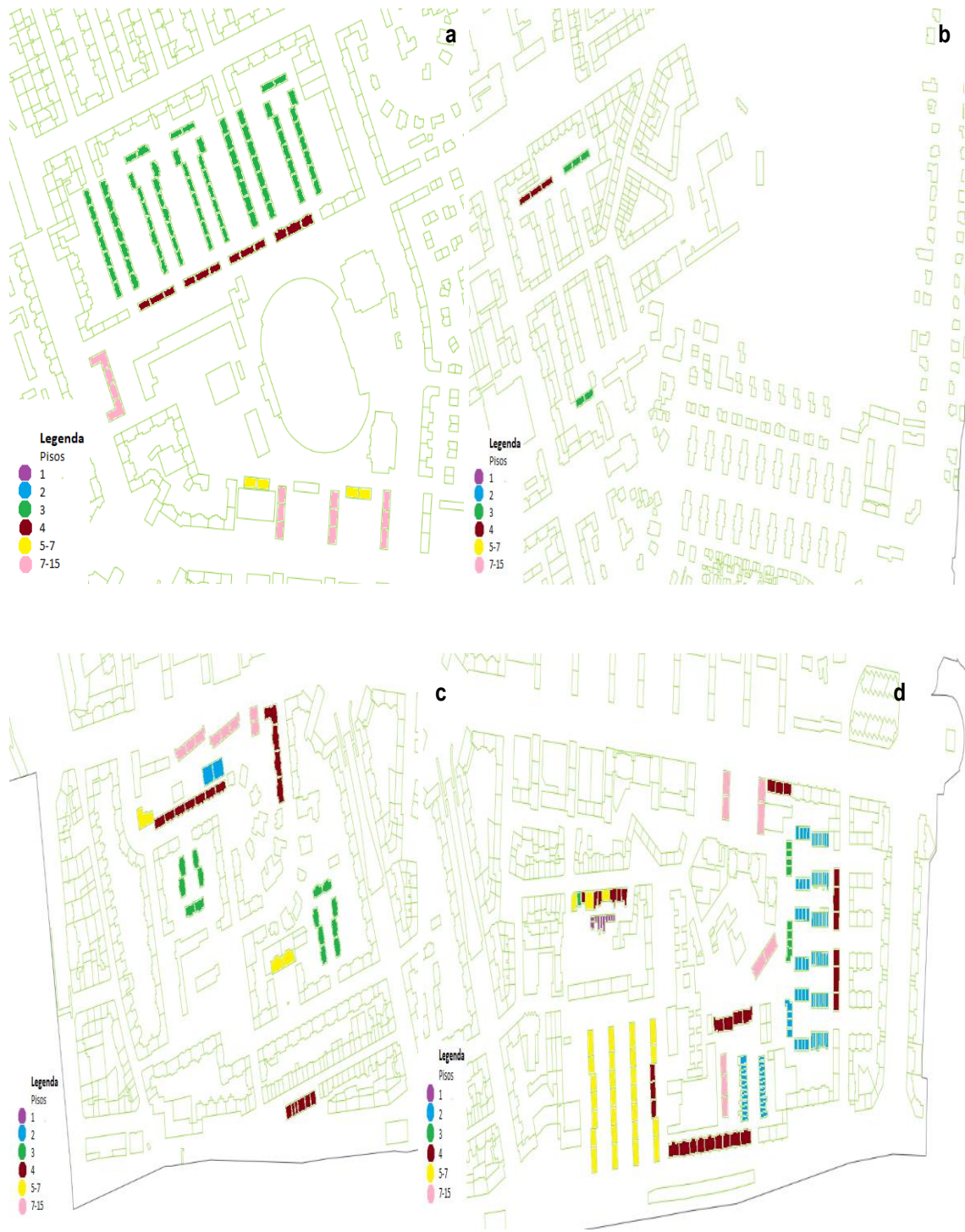


Figura B.2. 2 - Nº Pisos por banda linear: a-célula 5, b-célula 6, c-célula 7, d-célula 8

B.3 Parâmetros da curva de capacidade

Tabela B.3. 1 - Parâmetros utilizados no cálculo das curvas de capacidade reforçada

Pisos	Cs	H[m]	Te[s]	α_1	α_2	γ	λ	μ
2R1	0.06	6.4	0.33	0.6	0.75	1.875	2	5
2R2	0.06	6.4	0.33	0.6	0.75	2.25	2	5
2R3	0.06	6.4	0.33	0.6	0.75	2.625	2	5
2R4	0.06	6.4	0.33	0.6	0.75	2.625	3.5	5
3R1	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	1.875	2	5
3R2	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	2.25	2	5
3R3	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	2.625	2	5
3R4	0.05	9.6	0.5	0.7	0.75	2.625	3.5	5
4R1	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.5625	2	3.3
4R2	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	1.875	2	3.3
4R3	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	2.1875	2	3.3
4R4	0.05	12.8	0.5	0.75	0.75	2.1875	3.5	3.3
5 -- 7R1	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	1.5625	2	3.3
5 -- 7R2	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	1.875	2	3.3
5 -- 7R3	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	2.1875	2	3.3
5 -- 7R4	0.04	19.2	0.75	0.75	0.75	2.1875	3.5	3.3
5 -- 7R1B	0.04	19.2	0.6	0.7	0.75	1.5625	2.25	3.3
5 -- 7R2B	0.04	19.2	0.6	0.7	0.75	1.875	2.25	3.3
5 -- 7R3B	0.04	19.2	0.6	0.7	0.75	2.1875	2.25	3.3
5 -- 7R4B	0.04	19.2	0.6	0.7	0.75	2.1875	3.9375	3.3
7 -- 15R1B	0.04	32	1	0.7	0.6	1.375	2.25	2.5
7 -- 15R2B	0.04	32	1	0.7	0.6	1.65	2.25	2.5
7 -- 15R3B	0.04	32	1	0.7	0.6	1.925	2.25	2.5
7 -- 15R4B	0.04	32	1	0.7	0.6	1.925	3.9375	2.5

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

EXISTÊNCIAS	Quarteirão com reforço-R1				Quarteirão com reforço-R2				Quarteirão com reforço-R3				Quarteirão com reforço-R4			
	Nºtipologia	SA _y	SD _y	SA _u	SD _u	SA _y	SD _y	SA _u	SD _u	SA _y	SD _y	SA _u	SD _u	SA _y	SD _y	SA _u
1	0.1042	0.0065	0.2083	0.0427	0.1250	0.0078	0.2500	0.0512	0.1458	0.0091	0.2917	0.0597	0.1458	0.0091	0.5104	0.1045
2	0.1339	0.0083	0.2679	0.0831	0.1607	0.0100	0.3214	0.0997	0.1875	0.0116	0.3750	0.1164	0.1875	0.0116	0.6563	0.2036
3	0.0786	0.0195	0.1768	0.1097	0.0943	0.0234	0.2121	0.1317	0.1100	0.0273	0.2475	0.1536	0.1100	0.0273	0.4331	0.2688
4	0.0833	0.0116	0.1667	0.0768	0.1000	0.0140	0.2000	0.0922	0.1167	0.0163	0.2333	0.1075	0.1167	0.0163	0.4083	0.1882
5	0.0893	0.0080	0.2009	0.0592	0.1071	0.0096	0.2411	0.0711	0.1250	0.0112	0.2813	0.0829	0.1250	0.0112	0.4922	0.1451
6	0.1875	0.0051	0.3750	0.0507	0.2250	0.0061	0.4500	0.0608	0.2625	0.0071	0.5250	0.0710	0.2625	0.0071	0.9188	0.1242
7	0.0972	0.0060	0.1944	0.0398	0.1111	0.0069	0.2222	0.0455	0.1250	0.0078	0.2500	0.0512	0.1250	0.0078	0.3958	0.0811
8	0.0833	0.0074	0.1875	0.0553	0.0952	0.0085	0.2143	0.0632	0.1071	0.0096	0.2411	0.0711	0.1071	0.0096	0.3817	0.1126
9	0.1137	0.0071	0.2274	0.0641	0.1302	0.0081	0.2604	0.0725	0.1467	0.0091	0.2934	0.0809	0.1467	0.0091	0.4666	0.1249
10	0.1042	0.0066	0.2083	0.0533	0.1188	0.0076	0.2377	0.0617	0.1335	0.0086	0.2670	0.0701	0.1335	0.0086	0.4209	0.1141
11	0.1250	0.0078	0.2500	0.0776	0.1429	0.0089	0.2857	0.0887	0.1607	0.0100	0.3214	0.0997	0.1607	0.0100	0.5089	0.1579
12	0.0733	0.0182	0.1650	0.1024	0.0838	0.0208	0.1886	0.1170	0.0943	0.0234	0.2121	0.1317	0.0943	0.0234	0.3359	0.2085
13	0.1272	0.0079	0.2545	0.0790	0.1473	0.0091	0.2946	0.0914	0.1674	0.0104	0.3348	0.1039	0.1674	0.0104	0.5458	0.1693
14	0.0990	0.0061	0.1979	0.0405	0.1146	0.0071	0.2292	0.0469	0.1302	0.0081	0.2604	0.0533	0.1302	0.0081	0.4245	0.0869
15	0.0875	0.0087	0.1750	0.0576	0.1017	0.0102	0.2033	0.0674	0.1158	0.0117	0.2317	0.0772	0.1158	0.0117	0.3804	0.1287
16	0.0746	0.0185	0.1679	0.1042	0.0864	0.0215	0.1945	0.1207	0.0982	0.0244	0.2210	0.1371	0.0982	0.0244	0.3602	0.2235
17	0.1781	0.0048	0.3563	0.0482	0.2063	0.0056	0.4125	0.0558	0.2344	0.0063	0.4688	0.0634	0.2344	0.0063	0.7641	0.1033
18	0.0958	0.0059	0.1917	0.0393	0.1083	0.0067	0.2167	0.0444	0.1208	0.0075	0.2417	0.0495	0.1208	0.0075	0.3729	0.0764
19	0.1232	0.0076	0.2464	0.0765	0.1393	0.0086	0.2786	0.0864	0.1554	0.0096	0.3107	0.0964	0.1554	0.0096	0.4795	0.1488
20	0.0909	0.0070	0.1818	0.0461	0.1030	0.0080	0.2061	0.0526	0.1152	0.0089	0.2303	0.0590	0.1152	0.0089	0.3576	0.0931
21	0.0972	0.0060	0.1944	0.0398	0.1111	0.0069	0.2222	0.0455	0.1250	0.0078	0.2500	0.0512	0.1250	0.0078	0.3958	0.0811
22	0.0833	0.0074	0.1875	0.0553	0.0952	0.0085	0.2143	0.0632	0.1071	0.0096	0.2411	0.0711	0.1071	0.0096	0.3817	0.1126
23	0.1250	0.0078	0.2500	0.0776	0.1429	0.0089	0.2857	0.0887	0.1607	0.0100	0.3214	0.0997	0.1607	0.0100	0.5089	0.1579
24	0.1185	0.0075	0.2370	0.0722	0.1352	0.0086	0.2704	0.0833	0.1519	0.0097	0.3037	0.0943	0.1519	0.0097	0.4787	0.1525
25	0.1224	0.0076	0.2449	0.0760	0.1378	0.0085	0.2755	0.0855	0.1531	0.0095	0.3061	0.0950	0.1531	0.0095	0.4668	0.1449
26	0.0762	0.0106	0.1524	0.0702	0.0857	0.0120	0.1714	0.0790	0.0952	0.0133	0.1905	0.0878	0.0952	0.0133	0.2905	0.1338
27	0.0824	0.0086	0.1648	0.0566	0.0926	0.0096	0.1852	0.0634	0.1028	0.0106	0.2056	0.0702	0.1028	0.0106	0.3125	0.1061
28	0.1112	0.0070	0.2224	0.0627	0.1263	0.0080	0.2526	0.0711	0.1413	0.0089	0.2827	0.0795	0.1413	0.0089	0.4409	0.1234
29	0.0964	0.0060	0.1927	0.0395	0.1094	0.0068	0.2188	0.0448	0.1224	0.0076	0.2448	0.0501	0.1224	0.0076	0.3815	0.0781
30	0.0931	0.0066	0.1863	0.0437	0.1059	0.0076	0.2118	0.0499	0.1186	0.0085	0.2373	0.0561	0.1186	0.0085	0.3711	0.0886
31	0.1734	0.0047	0.3469	0.0469	0.1969	0.0053	0.3938	0.0532	0.2203	0.0060	0.4406	0.0596	0.2203	0.0060	0.6867	0.0928
32	0.0949	0.0059	0.1898	0.0389	0.1065	0.0066	0.2130	0.0436	0.1181	0.0073	0.2361	0.0484	0.1181	0.0073	0.3576	0.0732
33	0.0897	0.0074	0.1793	0.0514	0.1012	0.0083	0.2024	0.0572	0.1127	0.0092	0.2254	0.0630	0.1127	0.0092	0.3465	0.0934
34	0.1719	0.0046	0.3438	0.0465	0.1938	0.0052	0.3875	0.0524	0.2156	0.0058	0.4313	0.0583	0.2156	0.0058	0.6609	0.0893
35	0.0944	0.0059	0.1889	0.0387	0.1056	0.0066	0.2111	0.0432	0.1167	0.0072	0.2333	0.0478	0.1167	0.0072	0.3500	0.0717

Figura B.3. 1 - Tabela dos valores de capacidades de cedência (SD_y, SA_y) e da capacidade última (SD_u, SA_u) reforçadas para todas as tipologias construtivas- bandas lineares do bairro de Alvalade

B.4 Parâmetros da curva de fragilidade

Tabela B.4. 1 - Parâmetros utilizados no cálculo das curvas de fragilidade reforçada

Pisos	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	α_2	H[m]
2R1	0.0034	0.0068	0.0136	0.0318	0.7500	6.4000
2R2	0.0034	0.0068	0.0136	0.0318	0.7500	6.4000
2R3	0.0034	0.0068	0.0136	0.0318	0.7500	6.4000
3R1	0.0030	0.0060	0.0123	0.0285	0.7500	9.6000
3R2	0.0030	0.0060	0.0123	0.0285	0.7500	9.6000
3R3	0.0030	0.0060	0.0123	0.0285	0.7500	9.6000
4R1	0.0026	0.0053	0.0109	0.0253	0.7500	12.8000
4R2	0.0026	0.0053	0.0109	0.0253	0.7500	12.8000
4R3	0.0026	0.0053	0.0109	0.0253	0.7500	12.8000
5 -- 7R1	0.0022	0.0045	0.0095	0.0220	0.7500	19.2000
5 -- 7R2	0.0022	0.0045	0.0095	0.0220	0.7500	19.2000
5 -- 7R3	0.0022	0.0045	0.0095	0.0220	0.7500	19.2000
5 -- 7R1B	0.0030	0.0063	0.0140	0.0343	0.7500	19.2000
5 -- 7R2B	0.0030	0.0063	0.0140	0.0343	0.7500	19.2000
5 -- 7R3B	0.0030	0.0063	0.0140	0.0343	0.7500	19.2000
7 -- 15R1B	0.0025	0.0056	0.0125	0.0313	0.6000	32.0000
7 -- 15R2B	0.0025	0.0056	0.0125	0.0313	0.6000	32.0000
7 -- 15R3B	0.0025	0.0056	0.0125	0.0313	0.6000	32.0000

Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa.

EXISTÊNCIAS	Quarteirão sem reforço				Quarteirão com reforço-R1				Quarteirão com reforço-R2				Quarteirão com reforço-R3=R4			
	SD _{ligeiro}	SD _{moderado}	SD _{severo}	SD _{total}	SD _{ligeiro}	SD _{moderado}	SD _{severo}	SD _{total}	SD _{ligeiro}	SD _{moderado}	SD _{severo}	SD _{total}	SD _{ligeiro}	SD _{moderado}	SD _{severo}	SD _{total}
1	0.0196	0.0403	0.0835	0.1939	0.0245	0.0504	0.1044	0.2424	0.0245	0.0504	0.1044	0.2424	0.0245	0.0504	0.1044	0.2424
2	0.0170	0.0346	0.0706	0.1642	0.0212	0.0432	0.0882	0.2052	0.0212	0.0432	0.0882	0.2052	0.0212	0.0432	0.0882	0.2052
3	0.0384	0.0864	0.1920	0.4800	0.0480	0.1080	0.2400	0.6000	0.0480	0.1080	0.2400	0.6000	0.0480	0.1080	0.2400	0.6000
4	0.0248	0.0518	0.1094	0.2534	0.0310	0.0648	0.1368	0.3168	0.0310	0.0648	0.1368	0.3168	0.0310	0.0648	0.1368	0.3168
5	0.0346	0.0720	0.1613	0.3946	0.0432	0.0900	0.2016	0.4932	0.0432	0.0900	0.2016	0.4932	0.0432	0.0900	0.2016	0.4932
6	0.0129	0.0259	0.0523	0.1219	0.0161	0.0324	0.0654	0.1524	0.0161	0.0324	0.0654	0.1524	0.0161	0.0324	0.0654	0.1524
7	0.0196	0.0403	0.0835	0.1939	0.0228	0.0470	0.0974	0.2262	0.0228	0.0470	0.0974	0.2262	0.0228	0.0470	0.0974	0.2262
8	0.0346	0.0720	0.1613	0.3946	0.0403	0.0840	0.1882	0.4603	0.0403	0.0840	0.1882	0.4603	0.0403	0.0840	0.1882	0.4603
9	0.0179	0.0365	0.0749	0.1741	0.0209	0.0427	0.0877	0.2039	0.0209	0.0427	0.0877	0.2039	0.0209	0.0427	0.0877	0.2039
10	0.0187	0.0384	0.0792	0.1840	0.0218	0.0446	0.0920	0.2138	0.0218	0.0446	0.0920	0.2138	0.0218	0.0446	0.0920	0.2138
11	0.0170	0.0346	0.0706	0.1642	0.0198	0.0403	0.0823	0.1915	0.0198	0.0403	0.0823	0.1915	0.0198	0.0403	0.0823	0.1915
12	0.0384	0.0864	0.1920	0.4800	0.0448	0.1008	0.2240	0.5600	0.0448	0.1008	0.2240	0.5600	0.0448	0.1008	0.2240	0.5600
13	0.0170	0.0346	0.0706	0.1642	0.0202	0.0410	0.0838	0.1949	0.0202	0.0410	0.0838	0.1949	0.0202	0.0410	0.0838	0.1949
14	0.0196	0.0403	0.0835	0.1939	0.0233	0.0479	0.0992	0.2303	0.0233	0.0479	0.0992	0.2303	0.0233	0.0479	0.0992	0.2303
15	0.0222	0.0461	0.0965	0.2237	0.0265	0.0551	0.1154	0.2675	0.0265	0.0551	0.1154	0.2675	0.0265	0.0551	0.1154	0.2675
16	0.0384	0.0864	0.1920	0.4800	0.0456	0.1026	0.2280	0.5700	0.0456	0.1026	0.2280	0.5700	0.0456	0.1026	0.2280	0.5700
17	0.0129	0.0259	0.0523	0.1219	0.0153	0.0308	0.0621	0.1448	0.0153	0.0308	0.0621	0.1448	0.0153	0.0308	0.0621	0.1448
18	0.0196	0.0403	0.0835	0.1939	0.0225	0.0464	0.0960	0.2230	0.0225	0.0464	0.0960	0.2230	0.0225	0.0464	0.0960	0.2230
19	0.0170	0.0346	0.0706	0.1642	0.0195	0.0397	0.0811	0.1888	0.0195	0.0397	0.0811	0.1888	0.0195	0.0397	0.0811	0.1888
20	0.0206	0.0426	0.0887	0.2058	0.0238	0.0492	0.1025	0.2379	0.0238	0.0492	0.1025	0.2379	0.0238	0.0492	0.1025	0.2379
21	0.0196	0.0403	0.0835	0.1939	0.0228	0.0470	0.0974	0.2262	0.0228	0.0470	0.0974	0.2262	0.0228	0.0470	0.0974	0.2262
22	0.0346	0.0720	0.1613	0.3946	0.0403	0.0840	0.1882	0.4603	0.0403	0.0840	0.1882	0.4603	0.0403	0.0840	0.1882	0.4603
23	0.0170	0.0346	0.0706	0.1642	0.0198	0.0403	0.0823	0.1915	0.0198	0.0403	0.0823	0.1915	0.0198	0.0403	0.0823	0.1915
24	0.0174	0.0355	0.0727	0.1691	0.0203	0.0413	0.0845	0.1965	0.0203	0.0413	0.0845	0.1965	0.0203	0.0413	0.0845	0.1965
25	0.0170	0.0346	0.0706	0.1642	0.0194	0.0395	0.0806	0.1876	0.0194	0.0395	0.0806	0.1876	0.0194	0.0395	0.0806	0.1876
26	0.0248	0.0518	0.1094	0.2534	0.0283	0.0592	0.1251	0.2896	0.0283	0.0592	0.1251	0.2896	0.0283	0.0592	0.1251	0.2896
27	0.0225	0.0469	0.0983	0.2279	0.0257	0.0535	0.1121	0.2599	0.0257	0.0535	0.1121	0.2599	0.0257	0.0535	0.1121	0.2599
28	0.0180	0.0367	0.0754	0.1753	0.0208	0.0425	0.0873	0.2028	0.0208	0.0425	0.0873	0.2028	0.0208	0.0425	0.0873	0.2028
29	0.0196	0.0403	0.0835	0.1939	0.0226	0.0466	0.0966	0.2242	0.0226	0.0466	0.0966	0.2242	0.0226	0.0466	0.0966	0.2242
30	0.0202	0.0418	0.0868	0.2014	0.0235	0.0484	0.1006	0.2335	0.0235	0.0484	0.1006	0.2335	0.0235	0.0484	0.1006	0.2335
31	0.0129	0.0259	0.0523	0.1219	0.0149	0.0300	0.0605	0.1410	0.0149	0.0300	0.0605	0.1410	0.0149	0.0300	0.0605	0.1410
32	0.0196	0.0403	0.0835	0.1939	0.0223	0.0459	0.0951	0.2209	0.0223	0.0459	0.0951	0.2209	0.0223	0.0459	0.0951	0.2209
33	0.0209	0.0432	0.0900	0.2088	0.0239	0.0495	0.1032	0.2394	0.0239	0.0495	0.1032	0.2394	0.0239	0.0495	0.1032	0.2394
34	0.0129	0.0259	0.0523	0.1219	0.0147	0.0297	0.0600	0.1397	0.0147	0.0297	0.0600	0.1397	0.0147	0.0297	0.0600	0.1397
35	0.0196	0.0403	0.0835	0.1939	0.0222	0.0457	0.0947	0.2198	0.0222	0.0457	0.0947	0.2198	0.0222	0.0457	0.0947	0.2198

Figura B.4. 1 - Tabela dos valores medianos reforçados, do deslocamento espectral para o qual o edifício representativo de dada tipologia tipo atinge o limiar do estado de dano d, para todas as tipologias construtivas