



Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica de Estruturas de Edifícios com “*Pilotis*”

Vasco Xavier Costa e Sousa Ribeiro

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientadores:

Prof. Dr. Jorge Miguel Silveira Filipe Mascarenhas Proença

Prof. Dr. Luís Manuel Coelho Guerreiro

Júri:

Presidente: Prof. Dr. Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

Orientador: Prof. Dr. Luís Manuel Coelho Guerreiro

Vogais: Prof.^a Dra. Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Outubro 2021

Declaração

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.

Resumo

A história mostra que, em eventos sísmicos ocorridos em todo o mundo, os edifícios apoiados em “*Pilotis*” representam uma fonte identificada de danos em edifícios. Caracterizam-se por apresentarem o piso térreo de pé-direito aumentado, quase totalmente aberto, e que, conseqüentemente, tendem a concentrar os danos devidos à ação sísmica no troço de pilares desse piso. Assim, parece claro que nestes edifícios, localizados em zonas sísmicas com elevada exposição e concebidos numa época onde a ação sísmica não era assumida com grande preocupação, a problemática do risco sísmico é considerável.

O principal objetivo da presente dissertação consiste na avaliação através de diferentes métodos, com um grau variável de complexidade, da vulnerabilidade sísmica de um edifício de betão armado com “*Pilotis*” representativo da arquitetura moderna em Lisboa – um dos blocos do Conjunto Habitacional da Avenida Infante Santo. As metodologias aplicadas são: (i) Metodologia LNEC/SPES; (ii) Metodologia ICIST/ACSS; e (iii) Metodologias de análise não linear, seguindo os procedimentos da Parte 3 do Eurocódigo 8 e recorrendo a análises “*Pushover*”. Para as análises não lineares são comparados os resultados de dois programas computacionais, *Seismostruct* e SAP2000, que utilizam diferentes abordagens de modelação do edifício (associadas a diferentes níveis de exigência computacional), assumindo como referência os resultados do *Seismostruct*. São também avaliados os efeitos das paredes de alvenaria de enchimento.

Os resultados dessas análises são analisados e comparados, aferindo-se assim os danos expectáveis no caso de estudo, com base nos quais se procedeu ainda ao estudo simplificado de diferentes alternativas de reforço sísmico.

Palavras-chave: Edifícios de betão armado; “*Pilotis*”; “*soft-storey*”; vulnerabilidade sísmica; paredes de alvenaria.

Abstract

History shows that in seismic events occurred all over the world, buildings supported by "*Pilotis*" represent an identified source of damage in buildings. These buildings have the ground floor with increased height, almost completely open, and consequently tend to concentrate the damage due to seismic action on the columns of that floor. Thus, it seems clear that in these buildings, designed at a time when the seismic action was not assumed with great concern, the problem of seismic risk is relevant.

The main goal of this dissertation consisted in the evaluation, through different methods, with a variable complexity degree, of the seismic vulnerability of a reinforced concrete building with "*Pilotis*" typical of the Lisbon buildings erected between 1950 and 1970 - one of the blocks of the Housing Complex on Avenida Infante Santo. The methodologies applied are: (i) LNEC/SPES methodology; (ii) ICIST/ACSS methodology; and (iii) Non-linear analysis methodologies, in order to verify the performance requirements of Part 3 of Eurocode 8, using "Pushover" analyses. For the non-linear analyses, the results of two computer programs are compared, *Seismostruct* e *SAP2000*, which use different building modelling approaches, associated with different levels of computational demand, taking the *Seismostruct* results as a reference. The effects of infill masonry walls are also evaluated.

The results of these analyses are examined and compared, thus measuring the expected damages in the case of study, based on which a simplified assessment of different alternatives for seismic retrofitting was also carried out.

Keywords: Reinforced concrete buildings; "*Pilotis*"; "soft-storey"; seismic vulnerability; masonry walls.

Agradecimentos

Esta dissertação é o culminar de um percurso no Instituto Superior Técnico e a quem tenho de agradecer a todos os que me acompanharam.

Em primeiro lugar, gostaria de expressar os meus profundos agradecimentos aos meus orientadores, Prof. Jorge Proença e Prof. Luís Guerreiro, por me terem dado a oportunidade de desenvolver este tema e pela amizade, disponibilidade e interesse inestimáveis sempre demonstrados no acompanhamento permanente e revisão desta dissertação.

Desejo também agradecer ao Sr. Eng. Ricardo Ferreira, que, paralelamente e complementarmente a esta dissertação, prosseguia a desenvolver um projeto inovador de investigação no Instituto Superior Técnico, correspondente ao seu doutoramento, tendo como objetivo final a implementação de um sistema de reforço sísmico com BRB's de alumínio no caso de estudo desta dissertação. Por todos os valiosos contributos no desenvolvimento do modelo e da análise do edifício e por todo o tempo disponibilizado o meu obrigado.

A toda a minha Família, por todo o apoio e pelo papel principal que tiveram na minha formação, quero também agradecer. Uma palavra especial aos meus pais, a quem devo tudo, pelas sucessivas revisões e sugestões que me ajudaram a concluir com sucesso esta dissertação. Ao Gonçalo também quero expressar a minha especial gratidão por toda a ajuda dada ao longo do curso e, em particular, na revisão desta dissertação.

Por fim, o meu obrigado à Mariana por todo o amor, apoio e paciência ao longo dos anos, que me permitem chegar até aqui.

Índice

Resumo	iii
Abstract	v
Agradecimentos	vii
Índice	ix
Lista de Figuras	xiii
Lista de Tabelas	xvii
Lista de Símbolos	xix
Capítulo 1 - Introdução	1
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Objetivos da Dissertação.....	3
1.3. Estrutura da Dissertação.....	4
Capítulo 2 – Vulnerabilidade Sísmica – Estado da Arte	5
2.1. Introdução.....	5
2.2. Edifícios com “ <i>Pilotis</i> ”.....	7
2.2.1. Caracterização.....	7
2.2.2. Avaliação Sísmica.....	9
2.2.3. Exemplos de edifícios danificados.....	10
2.3. Legislação Nacional.....	12
Capítulo 3 - Apresentação do Caso de Estudo	15
3.1. Introdução.....	15
3.2. Conceção Estrutural.....	16
3.3. Materiais.....	19
3.4. Pormenorização de Armaduras e Vulnerabilidades Estruturais.....	21
3.4. Resumo dos Estudos feitos ao Edifício.....	23
Capítulo 4 – Métodos de Avaliação Expeditos	25
4.1. Introdução.....	25
4.2. Apresentação das Metodologias.....	25
4.2.1. Metodologia LNEC/SPES.....	25
4.2.1.1. Método I.....	27

4.2.1.2.	Método II	27
4.2.2.	Metodologia ICIST/ACSS.....	28
4.2.2.1.	Índice de Desempenho Sísmico (<i>IS</i>)	29
4.2.2.2.	Índice de Solicitação Sísmica (<i>ISO</i>)	33
4.3.	Aplicação das Metodologias ao Caso de Estudo.....	33
4.3.1.	Aplicação da Metodologia LNEC/SPES.....	33
4.3.1.1.	Método I	33
4.3.1.2.	Método II	34
4.3.2.	Aplicação da Metodologia ICIST/ACSS.....	35
4.4.	Conclusões	38
Capítulo 5- Avaliação Sísmica da Estrutura segundo o EC8-3		39
5.1.	Introdução	39
5.2.	Procedimentos da Parte 3 do Eurocódigo 8 (EC8-3).....	41
5.2.1.	Requisitos de Desempenho	41
5.2.2.	Critérios de Conformidade	41
5.2.2.1.	Elementos Dúcteis – Rotação da Corda	42
5.2.2.2.	Elementos Frágeis – Esforço Transverso.....	43
5.2.3.	Nível de Conhecimento	44
5.3.	Modelação Numérica Computacional do edifício.....	45
5.3.1.	Modelação do Comportamento Não Linear.....	46
5.3.2.	Materiais.....	48
5.3.3.	Modelação de Elementos Estruturais.....	49
5.3.3.1.	Vigas e Pilares	49
5.3.3.2.	Lajes	50
5.3.3.3.	Fundações	50
5.3.4.	Modelação de Elementos Não Estruturais	51
5.3.4.1.	Paredes de Alvenaria de Enchimento	51
5.3.5.	Definição das Ações e Massas	54
5.3.5.1.	Cargas Gravíticas.....	54
5.3.5.2.	Ação Sísmica.....	54

5.3.6.	Modelos Finais.....	55
5.3.7.	Análise Modal.....	57
5.4.	Análise Estática Não Linear – “Pushover”	59
5.4.1.	Determinação da Capacidade da Estrutura	61
5.4.2.	Determinação da Exigência Sísmica - Deslocamento-Alvo.....	62
5.4.3.	Determinação do Desempenho Sísmico do Caso de Estudo	65
5.5.	Soluções de Reforço.....	71
5.5.1.	Reforço por encamisamento de elementos com CFRP	72
5.5.3.	Reforço por adição de Contraventamentos Metálicos.....	73
5.6.	Avaliação das Soluções de Reforço.....	73
5.6.1.	Análise Modal.....	73
5.6.2.	Análises “Pushover”	74
5.6.3.	<i>Drifts</i>	76
5.6.4.	Conclusões.....	77
Capítulo 6 – Conclusões e Desenvolvimentos Futuros		78
6.1.	Conclusões	78
6.2.	Desenvolvimentos Futuros	79
Referências.....		81
Anexo A – Caso de Estudo.....		I
Anexo B – Métodos de Avaliação Expeditos		III
B.1.	Apresentação das Metodologias	III
B.2.	Aplicação das Metodologias	V
Anexo C – EC8-3.....		VII
C.1.	Descrição dos Estados Limites a considerar no EC8-3	VII
C.2.	Modelação da Estrutura	VII
C.3.	Método N2.....	XI
C.4.	Verificação da Segurança	XII
C.5.	Reforço Estrutural.....	XIV
C. 5. 1.	Reforço por Encamisamento com CFRP	XIV

Lista de Figuras

Figura 1.1: Evolução das tipologias construtivas e dos regulamentos de dimensionamento sísmico. (Fonte:[5]).	2
Figura 2.1: Evolução da construção de edifícios de betão armado com a introdução da regulamentação de dimensionamento sísmico em Portugal. (Fonte: [16])	6
Figura 2.2: Número de edifícios, segundo o tipo de estrutura de construção, nas regiões com maior risco sísmico em Portugal. (Fonte: [17])	6
Figura 2.3: (a) Bairro das Estacas; (b) Interseção da Av. EUA com Av. Roma; (c) Avenida Infante Santo; (d) Avenida Estados Unidos da América; (e) Avenida do Brasil; (f) Escola Sec. Padre António Vieira; (g) Olivais e (h) Calçada de Carriche	8
Figura 2.4: Distribuição do deslocamento total gerado por um sismo num: (a) edifício regular; e (b) edifício com uma irregularidade de "soft-storey". (Adaptado de:[7])	9
Figura 2.5: Plantas estruturais do edifício do Palácio de Corvin (esquerda) e fotografia do pós-sismo (direita). (Adaptado de: [7])	10
Figura 2.6: Danos observados nos pilares do piso térreo do edifício principal do Olive View Hospital, após o sismo de 1971. (Fotografias de Marshall Lew (esquerda) e Nikos Makris (direita))	11
Figura 2.7: (a) Edifício Imperial County Services; (b) Forças geradas pela irregular configuração estrutural, sobrecarregando os pilares de canto do edifício (Fonte: [7]); (c) Danos nos pilares de canto do edifício.	11
Figura 2.8: Evolução do zonamento sísmico em Portugal Continental: (a) 1958/1961; (b) 1983; (c) 2010, Sismo afastado (Tipo 1); e (d) 2010, Sismo próximo (Tipo 2). (Fonte: [8])	13
Figura 2.9: Comparação da envolvente (Env) dos espectros de resposta elásticos dos diferentes Regulamentos. (Fonte: [8])	13
Figura 3.1: Fotografias do edifício em estudo: (a) Fase de construção; (b) Plano geral (via imagem satélite) (c) Perspetiva (1958). (Fotografias de Armando Serôdio, em AML)	15
Figura 3.2: Esquemas da relação entre a Avenida Infante Santo e os blocos de habitação: (a) Implantações dos blocos; (b) Perfil longitudinal da Avenida; (c) Perfil transversal da Avenida. (Fonte:[20]).	16
Figura 3.3: Fotografias gerais do caso de estudo	16
Figura 3.4: Modelo numérico da estrutura do edifício (Seismostruct) que ilustra as Vigas V9 nos topos do primeiro piso	17
Figura 3.5: Peças desenhadas das plantas de estruturas dos pisos superiores. (Fonte:[36])	18
Figura 3.6: Peça desenhada do projeto de estabilidade de uma sapata de um pilar. (Fonte: [35]).	22
Figura 4.1: Enquadramento das condições de aplicabilidade dos métodos expeditos. (Adaptado de [45])	26
Figura 4.2: Altura livre, h_0 , e largura, D , do pilar. (Fonte: [10])	29
Figura 4.3: Combinação das capacidades resistentes, fatores α_i . (Fonte: [10])	30
Figura 4.4: Avaliação da segurança de acordo com o Método I da Metodologia LNEC/SPES	34
Figura 4.5: Avaliação da segurança do edifício de acordo com o Método II da Metodologia LNEC/SPES para a direção longitudinal (esquerda) e transversal (direita).	35

Figura 4.6: Avaliação da segurança do edifício segundo a Metodologia ICIST/ACSS, utilizando os valores de tensão média ao corte resistente de pilares propostos pela metodologia - Caso 1	37
Figura 4.7: Avaliação da segurança do edifício segundo a Metodologia ICIST/ACSS, utilizando os valores de tensão média ao corte resistente de pilares baseados na calibração feita em [48] - Caso 2	37
Figura 5.1: Definição simplificada de rotação total da corda θ : (a) Pilares; (b) Vigas. (Adaptado de [51])	42
Figura 5.2: Representação do modelo de fibras para a distribuição da não linearidade pelo desenvolvimento e secção transversal do elemento. (Adaptado de: [53])	47
Figura 5.3: Modelos de relações constitutivas do betão: programas SAP2000 (esquerda) e Seismostruct (direita).	48
Figura 5.4: Modelos de relações constitutivas do aço: programas SAP2000 (esquerda) e Seismostruct (direita).	49
Figura 5.5: Comparação do comportamento da estrutura, com paredes de alvenaria, com fundações articuladas e encastradas (Seismostruct).	51
Figura 5.6: Distribuição das paredes de alvenaria nos pisos superiores. (Adaptado de [20])	52
Figura 5.7: Paredes de Alvenaria no SAP2000: (a) Representação esquemática da modelação; e (b): Relação Força-Deslocamento do material. (Fonte: [12]).....	52
Figura 5.8: Modelo utilizado para modelação das paredes de alvenaria no Seismostruct e respetivos comportamentos histeréticos. (Adaptado de: [53])	53
Figura 5.9: Espectro de resposta elástico de aceleração de acordo com o EC8-1 [24], na região de Lisboa, num solo do tipo A.	55
Figura 5.10: Peça desenhada do projeto de estabilidade original das Vigas V9. (Fonte: [35])	55
Figura 5.11: Planta das fundações do bloco de habitações e do bloco de lojas. (Fonte: [35])	56
Figura 5.12: Comparação de Curvas de Capacidade resultantes de análises "Pushover" realizadas no SAP2000 e Seismostruct (com e sem a consideração das PA) para os diferentes padrões de carga	61
Figura 5.13: Relações idealizadas Força/Deslocamento elasto-perfeitamente plásticas.	63
Figura 5.14: Determinação do deslocamento alvo para o sistema SDOF equivalente para períodos médios e longos ($T^* \geq T_C$)	64
Figura 5.15: Deslocamentos estruturais para o deslocamento alvo imposto à estrutura nas diferentes análises "Pushover".	65
Figura 5.16: Drifts para o deslocamento alvo imposto à estrutura nas diferentes análises "Pushover"	65
Figura 5.17: Curvas de Capacidade com indicação do Deslocamento-Alvo, associadas aos critérios de segurança do EC8-3.	67
Figura 5.18: Distribuição das zonas com comportamento não linear para o deslocamento-alvo imposto à estrutura	68
(verde – cedência das armaduras).	68
Figura 5.19: Deformadas da estrutura, com e sem PA, para o Deslocamento-Alvo ($T_r = 308anos$), com indicação dos elementos que excederam a sua capacidade ao corte segundo o EC8-3 (cor lilás).	69
Figura 5.20: Disposição dos pilares em planta. (Adaptado de: [40])	69

Figura 5.21: Análise do desempenho ao Corte de pilares do piso térreo de acordo com o EC8-3, ao longo da análise: (a) e (b) Rádios de desempenho (Exigência/Capacidade); e (c) e (d) Comparação entre Capacidades (cheio) e Exigências (tracejado).	70
Figura 5.22: Curvas de capacidade, com a adição das hipóteses de desempenho “Residual Strenght”, associadas aos critérios de segurança do EC8-3.	71
Figura 5.23: Modelo numérico da estrutura reforçada com a adição Contraventamentos Metálicos.	73
Figura 5.24: Comparação das curvas de capacidade para as diferentes soluções de reforço face à estrutura original.	74
Figura 5.25: Comparação entre Capacidades (cheio) e Exigências (tracejado) ao Corte de acordo com EC8-3 ao longo da análise “Pushover”, para a estrutura reforçada por Encamisamento com CFRP.	75
Figura 5.26: Comparação entre Capacidades (cheio) e Exigências (tracejado) ao Corte de acordo com EC8-3 ao longo da análise “Pushover”, para a estrutura reforçada com adições de Contraventamentos Metálicos.	76
Figura 5.27: Comparação dos deslocamentos estruturais para as diferentes soluções de reforço face à estrutura original, para o Deslocamento-Alvo ($Tr = 308anos$).	77
Figura 5.28: Comparação dos drifts para as diferentes soluções de reforço face à estrutura original, para o Deslocamento-Alvo ($Tr = 308anos$).	77
Figura A1: Imagem do teto do piso térreo do bloco de habitação da Av. Infante Santo onde se destacam as vigas V9.	I
Figura A2: Bloco de habitação da Av. Infante Santo: (a) Alçado frontal; (b) Alçado lateral; e (c) Corte transversal.	I
(Fonte: [20])	I
Figura A3: Quadro de Pilares.	II
Figura C1: Equilíbrio de esforço transversal na direção longitudinal para um carregamento horizontal aplicado à estrutura no SAP2000 (esquerda) e no Seismostruct (direita).	X
Figura C2: Equilíbrio de esforço transversal na direção longitudinal para um carregamento horizontal aplicado à estrutura, sem as vigas V9, no Seismostruct.	X
Figura C3: Equilíbrio de esforço transversal para um carregamento horizontal aplicado à estrutura, com a adição das faixas de laje, na direção longitudinal no Seismostruct.	X
Figura C4: Modelos finais: (a) Seismostruct; (b) SAP2000.	X
Figura C5: Características técnicas da fibra de carbono SikaWrap-300C.	XIV

Lista de Tabelas

Tabela 3.1: Valores limite de tensões admissíveis do betão à compressão. (Adaptado de: [32])	20
Tabela 3.2: Frequências fundamentais medidas "in situ" em [36]	24
Tabela 3.3: Comparação de resultados de avaliações ao caso de estudo, em termos de Drift máximo e Corte Basal máximo, resultantes de análises não lineares dinâmicas efetuadas em modelos numéricos com a consideração das paredes de alvenaria, para um nível de ação sísmica equivalente a um período de retorno de 475 anos.....	24
Tabela 4.1: Requisitos e parâmetros associados aos métodos I, II, e III. (Adaptado de [45])	27
Tabela 4.2: Modos de rotura e fatores de redução α_i	30
Tabela 4.3: Valores de tensão média resistente de cálculo para $\nu=0,5$ em MPa. (Adaptado de [48])	31
Tabela 4.4: Valores das variáveis G_i e R_{1j}	32
Tabela 4.5: Valores da percentagem de área de pilares exigida, APE , e da percentagem de área de pilares existentes relativamente à área do piso, APC, j	34
Tabela 4.6: Valores dos coeficientes CSE e η_j e do Coeficiente Sísmico do edifício, CSC, j	35
Tabela 4.7: Valores dos índices de Desempenho Sísmico, IS , e dos sub-índices sísmico de referência ($E0$), de regularidade estrutural (SD) e deterioração (T)	36
Tabela 4.8: Valores do Índice de Solicitação Sísmica, ISO	37
Tabela 5.1: Estados Limites do EC8-3 e respetivos períodos de retorno da ação sísmica a considerar	41
Tabela 5.2: Propriedades do Betão	48
Tabela 5.3: Propriedades do Aço	49
Tabela 5.4: Propriedades das Paredes de Alvenaria	53
Tabela 5.5: Cargas gravíticas consideradas na estrutura	54
Tabela 5.6: Valores dos coeficientes multiplicativos a considerar para a ação sísmica de referência do EC8-3 ..	54
Tabela 5.7: Propriedades dinâmicas da estrutura, com e sem PA, obtidas através de uma análise modal aos modelos numéricos desenvolvidos no Sap2000 e no Seismostruct	57
Tabela 5.8: Deformadas dos modos de vibração principais dos modelos da estrutura (Seismostruct), com e sem paredes de alvenaria (PA)	58
Tabela 5.9: Frequências numéricas em Hz obtidas em anteriores estudos realizados ao edifício	59
Tabela 5.10: Comparação dos valores dos Deslocamentos Alvo da estrutura, com e sem PA, entre o Método N2 e o Seismostruct.....	64
Tabela 5.11: Limites de Drifts segundo recomendações internacionais (adaptado de [40]).....	66
Tabela 5.12: Propriedades dinâmicas da estrutura reforçada com as diferentes técnicas de reforço.....	73
Tabela B1: Valores do coeficiente η_j	III
Tabela B2: Valores da percentagem de área de pilares exigidos, APE , em função do número de pisos, e do tipo de terreno	III
Tabela B3: Valores do coeficiente sísmico global exigido, CSE , em função do número de pisos, zona sísmica e tipo de terreno	III

Tabela B4: Valores de área mínimas de armaduras longitudinais prescritos nos RBA	IV
Tabela B5: Valores do sub-índice de Deterioração Temporal, T	IV
Tabela B6: Materiais e características dos Pilares	V
Tabela B7: Valores de Resistência dos Pilares a mecanismos de Flexão, $VF, i,$	V
Tabela B8: Valores de Resistência dos Pilares a mecanismos de Flexão, $VC, i,$	V
Tabela B9: Classificação e contabilização das áreas totais dos pilares existentes no edifício	VI
Tabela B10: Valores do sub-índice de Regularidade Estrutural	VI
Tabela C1: Significado e fórmulas dos parâmetros mecânicos e geométricos das paredes de enchimento	VII
Tabela C2: Valores dos parâmetros das paredes de alvenaria	VIII
Tabela C3: Valores do coeficiente de importância de acordo com o EC8-1 [34]	IX
Tabela C4: Valores da aceleração máxima de referência de acordo com o EC8-1 [34]	IX
Tabela C5: Valores do coeficiente de solo máximo de acordo com o EC8-1 [34]	IX
Tabela C6: Valores dos parâmetros que definem o espectro elástico de aceleração para o caso de estudo, de acordo com o EC8-1 [34]	IX
Tabela C7: Rigidez molas de rotação (experiência SAP2000)	X
Tabela C8: Valores do Coeficiente de Transformação, Γ	XI
Tabela C9: Valores dos parâmetros da relação Força /Deslocamento idealizada elasto-perfeitamente plástica .	XI
Tabela C10: Períodos dos sistemas idealizados SDOF	XI
Tabela C11: Valores dos Deslocamentos-Alvo, $dt *$, dos sistemas SDOF equivalentes, com e sem PA	XI
Tabela C13: Propriedades e parâmetros necessários para o cálculo da capacidade ao corte de pilares segundo o EC8-3.	XII
(Adaptado de [12])	XII
Tabela C14: Parâmetros para cálculo da capacidade ao Corte segundo o EC8-3	XIII
Tabela C15: Valores da Capacidade ao Corte de Pilares de acordo com o EC8-3 e o EC2-1-1 (Adaptado de [12])	XIII
Tabela C16: Valores da Capacidade ao Corte de Pilares reforçados com encamisamento de CFRP de acordo com o EC8-3 (Adaptado de [12])	XV

Lista de Símbolos

Variáveis latinas maiúsculas

A_c	Área da secção de betão
E_c	Módulo de elasticidade tangente do betão na origem
E_m^*	Energia de deformação até à formação do mecanismo plástico do sistema com um só grau de liberdade
E_s	Módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
E_w	Módulo de elasticidade das alvenarias
F_{cr}	Esforço axial de fendilhação do painel de parede
F_l	Força lateral normalizada do piso i
F^*	Força de corte basal do sistema equivalente com um só grau de liberdade
F_y^*	Força de corte na base para a formação do mecanismo plástico do sistema com um só grau de liberdade
L_p	Comprimento da rótula plástica
L_v	Distância entre a extremidade onde ocorre a cedência e o ponto de contra flecha
M_{Xn}	Massa modal efetiva do modo de vibração n segundo a direção X
M_{Yn}	Massa modal efetiva do modo de vibração n segundo a direção Y
M_{Zn}	Massa modal efetiva do modo de vibração n segundo a direção Z
R_z	Momento de derrubamento
S	Coeficiente de solo
$S_a(T)$	Espectro de resposta elástica de aceleração
$S_{De}(T)$	Espectro de resposta elástica do deslocamento
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T^*	Período de vibração do sistema idealizado com um grau de liberdade
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	Limite que define, no espectro, o início do ramo de deslocamento constante
T_r	Período de retorno da ação sísmica
V_{Ed}	Esforço transversal de cálculo
V_{Rd}	Esforço transversal resistente
V_R	Resistência ao esforço transversal (EC8-3)
V_W	Contribuição para a resistência ao esforço transversal da armadura transversal

Variáveis latinas minúsculas

a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A
a_{gr}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície para um terreno do tipo A
b	Largura da secção
d	Altura útil da secção

d^*	Deslocamento do nó de controlo do sistema equivalente com um só grau de liberdade
d_t	Deslocamento-alvo
d_u	Deslocamento último da estrutura
d_m^*	Deslocamento correspondente à formação do mecanismo plástico do sistema com um só grau de liberdade
f_{c1}	Tensão máxima do betão não confinado à compressão
f_c	Tensão do betão
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
f_s	Tensão do aço
f_{yw}	Tensão resistente das armaduras transversais
h	Altura da secção
m^*	Massa do sistema equivalente com um só grau de liberdade
m_i	Massa do piso i
q	<i>Coefficiente de comportamento</i>
s	Afastamento das armaduras transversais
u_{Δ}^{pl}	Fator de ductilidade em rotação
v	Esforço axial normalizado
z	Braço do binário das forças interiores

Variáveis gregas minúsculas

α	Fator de eficiência do confinamento
γ_{el}	Fator igual a 1.15 para elementos sísmico primários e igual a 1,0 para elementos sísmicos secundários
ε_c	Extensão do betão
ε_{c1}	Extensão do betão não confinado à compressão correspondente à tensão máxima
ε_{cu}	Extensão última do betão não confinado
ρ_l	é a taxa total da armadura longitudinal
τ_c	Tensão de corte equivalente associada a mecanismos de corte dos pilares
ω	Taxa mecânica de armadura longitudinal à tração
ω'	Taxa mecânica de armadura longitudinal à compressão

Acrónimos

ACSS	Administração Central do Sistema de Saúde
ATC	(“ <i>Applied Technology Council</i> ”) Conselho de Tecnologia Aplicada
CFRP	(“ <i>Carbon Fiber-Reinforced Polymer</i> ”) Polímeros reforçados com fibras de carbono
FRP	(“ <i>Fiber-Reinforced Polymer</i> ”) Polímeros reforçados com fibras
DA	Deslocamento-Alvo
EC2-1	Parte 1 do Eurocódigo 2
EC8	Eurocódigo 8
EC8-1	Parte 1 do Eurocódigo 8

EC8-3	Parte 3 do Eurocódigo 8
FEMA	(<i>“U.S. Federal Emergency Management Agency”</i>) Agência Federal de Gestão de Emergências dos Estados Unidos
ICIST	Instituto de Engenharia de Estruturas, território e Construção
IST	Instituto Superior Técnico
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
SPES	Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica
SEAOC	(<i>“Structural Engineers Association of California”</i>) Associação de Engenheiros Estruturais da Califórnia
RBA	Regulamento do Betão Armado
REBA	Regulamento de Estruturas de Betão Armado
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado
RSA	Regulamento de Segurança e Ações para estruturas de edifícios e pontes
PA	Parede de Alvenaria
DL	Limitação de Dano
SD	Dano Severo
NC	Colapso Eminente
SDOF	(<i>“Single Degree of Freedom”</i>) Sistema com um só grau de liberdade
MDOF	(<i>“Multi Degree of Freedom”</i>) Sistema com múltiplos graus de liberdade

Capítulo 1 - Introdução

1.1. Enquadramento

O fenómeno sísmico é um fenómeno natural resultante da libertação de energia acumulada na crosta terrestre e, de entre os desastres naturais, é um dos que tem a maior capacidade destrutiva, quer em termos de vidas humanas, quer em termos de perdas económicas, diretas e indiretas [1]. Está perfeitamente estabelecido que a maior parte do território Nacional, devido à sua localização junto à fronteira de placas Euro-Asiática e Africana, é caracterizado por uma zona de sismicidade moderada a elevada uma vez que, apesar de poderem ocorrer sismos muito fortes, tendo como exemplo mais trágico o terramoto de 1755, estes são bastante espaçados no tempo. Apenas o arquipélago da Madeira e a zona Norte de Portugal Continental podem ser consideradas zonas de baixa sismicidade, associadas a outros sismos mais frequentes, embora de menor magnitude, que têm origem em falhas localizadas no interior da placa Euro-Asiática [1]. Deste modo, a zona Sul do nosso país, a área metropolitana de Lisboa e os Açores requerem uma maior atenção devido à maior perigosidade sísmica e à elevada densidade populacional e de construção. O facto de sismos de grande magnitude em Portugal apresentarem períodos de retorno elevados conduziu a uma redução da perceção do risco sísmico e das suas consequências pela população em geral, desincentivando assim a sua prevenção - basta recordar que até um passado recente parte significativa da reabilitação de edifícios não tinha em conta a análise da sua segurança e do seu comportamento aos sismos. Todavia, o conhecimento do mecanismo de geração dos sismos, permite reconhecer a sua imprevisibilidade, quanto à sua ocorrência no espaço e no tempo, e a sua recorrência [2]. Desta forma, sendo inevitável a ocorrência de sismos intensos em Portugal no futuro, salienta-se a importância de não se subestimar a ameaça sísmica e de se adotarem medidas para a redução do risco sísmico das construções, uma vez que as consequências dos eventos sísmicos não são inevitáveis e a engenharia sísmica moderna permite que estas sejam controladas e minimizadas.

A evolução do conhecimento relativo à ação sísmica e aos seus efeitos no comportamento de estruturas foi muito significativa ao longo das últimas décadas, aspeto que é traduzido na regulamentação que enquadra o projeto de estruturas nesta área e que, reconhecidamente, faz diminuir a vulnerabilidade sísmica das construções. De facto, em Portugal, o primeiro regulamento que impõe a consideração da ação sísmica no projeto de estruturas data de 1958, utilizando ainda procedimentos muito rudimentares de cálculo sísmico, e tem sido atualizado ao longo do tempo. Apenas em 1983 se entra nas chamadas regulamentações modernas, com o surgimento do “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes” (RSA) [3], complementado com o “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado” (REBAP) [4], onde já são prescritas imposições que garantissem ductilidade às estruturas de betão armado. A partir da década seguinte criaram-se os chamados Eurocódigos Estruturais, complementando e atualizando a regulamentação existente, e que resultam de um esforço de harmonização no espaço europeu dos regulamentos e normas existentes em cada país [5]. A Figura 1.1 mostra a evolução das tipologias construtivas e dos regulamentos de dimensionamento sísmico em Portugal até ao surgimento do RSA, realçando a vermelho os períodos em que houve preocupação relativamente à resistência sísmica dos edifícios, ou seja, no período de reconstrução da baixa pombalina, e a partir da introdução de regulamentação sismo-resistente em Portugal.

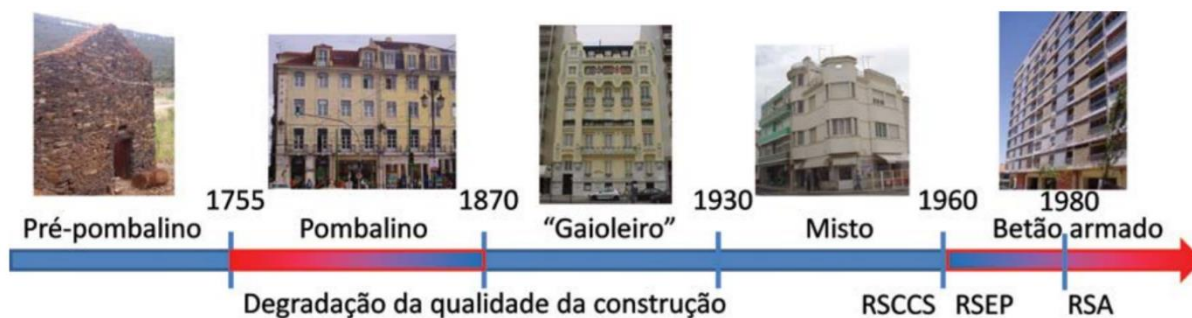


Figura 1.1: Evolução das tipologias construtivas e dos regulamentos de dimensionamento sísmico. (Fonte:[5])

No que diz respeito aos edifícios de betão armado, sismos recentes em todo o mundo têm exposto a sua vulnerabilidade sísmica, nomeadamente os dimensionados e construídos até aos anos 1980, sem características para resistir a esta ação ou baseados em regulamentos sísmicos antigos, que muito condicionam o seu desempenho sísmico [6]. Em Lisboa, como é o caso de outras cidades no Mundo, a maior parte do parque construído apresenta estrutura em betão armado, sendo que uma larga porção deste grupo se enquadra no período crítico referido, no que toca à sua fraca resistência sísmica face às exigências regulamentares atuais. Aqui destacam-se aqueles cuja conceção foi inspirada em movimentos internacionais modernos influenciados pela arquitetura de *Le Corbusier*, como é o caso dos edifícios com “*Pilotis*” (caracterizados por terem o piso térreo vazado), que têm revelado um comportamento deficiente em sismos ocorridos no passado recente [7]. De facto, é de realçar que de entre as causas mais frequentes de danos e/ou colapsos de edifícios de betão armado quando sujeitos à ação sísmica, estão as irregularidades estruturais em altura e a alteração do comportamento estrutural devido às paredes de alvenaria de enchimento [8]. Deste modo, é fundamental a avaliação sísmica desta classe de edifícios existentes em zonas urbanas sujeitas a um risco sísmico elevado, de modo a identificar as suas deficiências, a nível local e global, e sustentar o dimensionamento de soluções de reforço sísmico, para evitar o colapso dos mais vulneráveis. Face ao exposto, nesta dissertação, efetuou-se um estudo de análise da vulnerabilidade sísmica de um edifício representativo e histórico dos anos 1950 em Lisboa, sem características sismorresistentes e com uma pronunciada irregularidade estrutural em altura - um dos blocos do Conjunto Habitacional da Avenida Infante Santo.

No âmbito da análise e reforço sísmico de edifícios existentes, o quadro de referência a nível normativo é o Eurocódigo 8-Parte 3 (EC8-3) [9], sendo as análises não lineares consideradas como o método de análise mais adequado, permitindo uma avaliação mais realista do comportamento das estruturas e identificando com maior rigor os seus componentes críticos, comparativamente às análises lineares. Dentro das análises não lineares destacam-se as análises estáticas, chamadas análises “*Pushover*”, pela sua maior simplicidade e intuitividade. Por outro lado, a proposta de métodos expeditos para a avaliação da segurança sísmica de edifícios de betão armado torna-se bastante oportuna, no sentido de simplificar e complementar os métodos mais complexos de análise sísmica, nomeadamente para uma subclasse considerável de edifícios de pequeno porte existentes em Portugal. Na literatura, existem várias propostas de métodos expeditos, destacando-se a metodologia ICIST/ACSS [10] e a designada metodologia LNEC/SPES [11], que serão aplicadas ao caso de estudo como meio de comparação face ao método de referência regulamentar.

No contexto nacional, a reabilitação urbana tem estado na ordem do dia, como resultado da profunda crise da construção de há uns anos atrás e da sensibilização crescente das entidades reguladoras para a preservação do património edificado, todavia, sem a devida preocupação, pelo menos a nível legislativo, pela segurança sísmica das estruturas [12]. Apenas em 2019, atendendo ao enquadramento legal constituído pelo Decreto-Lei nº95/2019 [13] e pela Portaria nº302/2019, se definiu nas obras de ampliação, alteração ou reconstrução de edifícios, quando se deve, ou não, fazer a avaliação da vulnerabilidade sísmica, bem como as condições nas quais se deve dimensionar o reforço sísmico do edificado. Foram também substituídos os Regulamentos Estruturais nacionais pelos Eurocódigos Estruturais. Foi um passo importante, embora tardio, no sentido da mitigação do risco sísmico das construções existentes, uma vez que nas últimas décadas as intervenções no parque construído focavam-se apenas na melhoria das suas condições de habitabilidade e dispensavam a avaliação da segurança estrutural sísmica, muitas vezes reduzindo-a [14]. Efetivamente, para que a segurança estrutural e, particularmente, o risco sísmico, entre na equação de custo-benefício da escolha da casa onde viver, é necessário que todos os envolvidos tenham vontade de reduzir o risco e isso só acontece se todos tiverem consciência dos riscos que correm e encararem esta redução do risco como criação de valor, como uma oportunidade de promoção, e não como um problema [14].

1.2. Objetivos da Dissertação

Esta dissertação enquadra-se no âmbito de um projeto de investigação no Instituto Superior Técnico (IST), correspondente ao doutoramento do Eng. Ricardo Ferreira (em curso) que se encontra a desenvolver um dispositivo inovador de reforço sísmico de edifícios com estrutura de "*pilotis*", com aplicação ao caso de estudo desta dissertação. Concretamente, esse dispositivo consiste num contraventamento de encurvadura restringida (BRB, *Buckling Restrained Brace*), com o elemento dissipativo numa liga de alumínio histereticamente dissipativa.

Os principais objetivos desta dissertação, que contemplam os aspetos abordados no enquadramento, são:

- Análise do tipo de deficiências estruturais de um edifício de betão armado, representativo das práticas construtivas e de projeto de uma época entre 1950 e 1980, caracterizado por uma pronunciada irregularidade estrutural em altura;
- Avaliação da segurança e do desempenho sísmico do edifício, através de diferentes métodos de análise: dos mais simples (sem a necessidade de apoio de modelos numéricos, aplicando as metodologias LNEC/SPES e ICIST/ACSS) aos mais complexos (com recurso a análises estáticas não lineares, análises "*Pushover*", de acordo com o EC8-3);
- Comparação de resultados de análises "*Pushover*" recorrendo à modelação do edifício com dois programas diferentes (SAP2000 e *Seismostruct*), com níveis de complexidade e exigência computacional distintos;
- Análise da influência das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento do edifício;
- Análise comparativa dos resultados obtidos através dos diferentes métodos de análise;
- Definição e análise simplificada de soluções de reforço sísmico, com vista à verificação da segurança de acordo com o EC8-3.

1.3. Estrutura da Dissertação

A presente dissertação é organizada em 6 capítulos, acrescido de Referências e Anexos. Neste capítulo é apresentada uma contextualização da problemática dos sismos nas estruturas e da necessidade de avaliação da segurança e consequente intervenção em estruturas antigas, especialmente as estruturalmente irregulares, dimensionadas e construídas segundo regulamentos e práticas construtivas antigas. São também apresentados os objetivos principais da dissertação e descrita a sua estrutura.

No Capítulo 2 é apresentada em primeiro lugar uma introdução sobre o risco sísmico e a vulnerabilidade sísmica de edificações antigas, seguida de uma caracterização dos edifícios com “*Pilotis*”, nomeadamente a sua origem, zonamento em Lisboa e desempenho estrutural, finalizando com um resumo de três casos emblemáticos, representativos destes edifícios, que apresentaram danos significativos em eventos sísmicos distintos. Por último, resume-se a evolução do enquadramento legal ao longo dos anos, no que diz respeito ao dimensionamento sísmico de estruturas de betão armado.

O Capítulo 3 descreve o edifício em estudo, considerado um exemplo histórico e representativo das práticas construtivas da década de 1950, com a caracterização do seu sistema estrutural e identificação das suas principais deficiências a nível local e global e, por fim, apresenta um breve resumo do levantamento das análises sísmicas já efetuadas ao edifício.

O Capítulo 4 resume o processo de verificação de segurança do edifício em estudo através da aplicação dos métodos de avaliação expeditos, as metodologias LNEC/SPES e ICIST/ACSS.

O Capítulo 5 engloba o enquadramento da avaliação da segurança do caso de estudo pelo método de referência, o EC8-3, desde a modelação numérica da estrutura, através dos programas *Seismostruct* e *SAP2000*, até à apresentação dos resultados das análises estáticas não lineares realizadas ao edifício e analisado o seu desempenho sísmico. Por fim, são apresentadas diferentes alternativas de reforço sísmico, com base nas conclusões das análises efetuadas ao comportamento do edifício.

O Capítulo 6 apresenta as principais conclusões desta dissertação e recomendações para desenvolvimentos futuros.

Capítulo 2 – Vulnerabilidade Sísmica – Estado da Arte

2.1. Introdução

O risco sísmico descreve os potenciais efeitos que sismos podem ter nas comunidades. Mais concretamente, com a avaliação do risco sísmico pretende-se refletir uma estimativa das perdas económicas, sociais e humanas esperadas para construções expostas a sismos futuros e a probabilidade de as mesmas ocorrerem durante um certo período de tempo de exposição [1]. Assim, importa reter que o risco sísmico, num determinado local, corresponde genericamente à combinação de três componentes: a Perigosidade Sísmica, a Exposição e a Vulnerabilidade Sísmica [1]. A combinação destas três componentes mostra que, apesar da inevitabilidade de ocorrência dos sismos, é possível diminuir o risco sísmico das construções intervindo nos outros dois termos, que dependem da nossa ação. Naturalmente, existe uma maior facilidade de intervenção na redução da Vulnerabilidade Sísmica dos edifícios comparativamente à redução da sua Exposição. De facto, como tem sido comprovado ao longo da história, todas as perdas causadas por sismos intensos devem-se não ao fenómeno sísmico em si, mas sim aos danos excessivos provocados em certas construções, pelo que a resistência sísmica dos edifícios desempenha um papel fundamental na proteção das comunidades e é nessa componente que se tem de intervir para controlar o risco sísmico das construções.

Desta forma, importa salientar alguns aspetos sobre a vulnerabilidade sísmica das construções. De uma forma geral, a vulnerabilidade sísmica dos edifícios está intimamente relacionada com as características dos sistemas estruturais e tipologias construtivas. No que diz respeito às construções novas, a evidência sugere que a regulamentação de dimensionamento sísmico de estruturas mais avançada, juntamente com os meios computacionais cada vez mais potentes para a análise de estruturas, contribuem para uma redução das perdas causadas por sismos, estando a sua vulnerabilidade sísmica à partida salvaguardada, apenas condicionada por eventuais deficiências nos mecanismos de fiscalização dos processos construtivos. Relativamente às construções antigas (anteriores à regulamentação sísmica), a ausência de dimensionamento sísmico eficaz, o estado de degradação e, por vezes, as sucessivas alterações estruturais sem adequada fundamentação, podem conduzir a uma elevada vulnerabilidade sísmica. Neste sentido, é importante salientar que processos de reabilitação urbana que não considerem a avaliação sísmica e o consequente reforço sísmico do edificado existente (que diminua a sua elevada vulnerabilidade), prática comum até um passado recente, estão, efetivamente, a aumentar o seu risco sísmico na medida que estão a aumentar a componente da Exposição [15].

No contexto nacional, mais de metade dos edifícios tem estrutura de betão armado e estima-se que cerca de 50% a 70% destes tenham sido construídos antes da introdução e disseminação do regulamento de dimensionamento sísmico de 1983 (RSA), a primeira norma que contempla o dimensionamento sísmico na linha da atual filosofia de análise sísmica [16]. As Figuras 2.1 e 2.2 põem em evidência a prevalência dos edifícios de betão armado anteriores a 1990 no contexto de reabilitação estrutural.

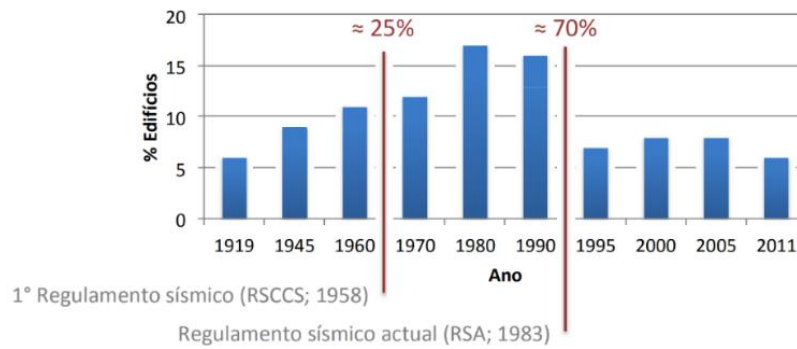


Figura 2.1: Evolução da construção de edifícios de betão armado com a introdução da regulamentação de dimensionamento sísmico em Portugal. (Fonte: [16])

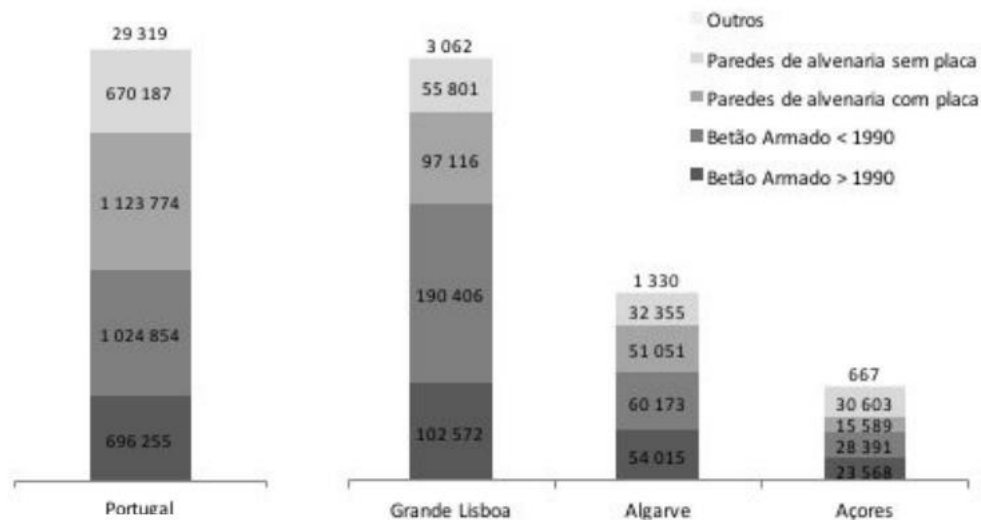


Figura 2.2: Número de edifícios, segundo o tipo de estrutura de construção, nas regiões com maior risco sísmico em Portugal. (Fonte: [17])

Realça-se que, como confirmado por diversos autores, a grande maioria dos edifícios construídos até aos anos 1980 (altura em que surgiu o RSA) tem associada uma deficiente capacidade sísmica. As principais vulnerabilidades/características tipo verificadas dos edifícios antigos de betão armado são:

1. Ductilidade reduzida das estruturas - Elementos estruturais com deficiências graves de pormenorização de armaduras, pilares com comportamento frágil;
2. Mecanismos “Pilar fraco-Viga forte” (“*soft-storeys*”) – elementos estruturais não dimensionados segundo os princípios do dimensionamento por capacidade real (*capacity design*);
3. Irregularidades em planta – Disposição assimétrica dos elementos verticais resistentes;
4. Irregularidades em altura – Descontinuidades de rigidez, resistência ou massa em altura que causam concentração de dano e colapso do piso de transição (edifícios “*Pilotis*”) – foco desta dissertação;
5. Inexistência de redundância estrutural;
6. Fundações fracas – amarração das armaduras dos pilares insuficiente para transmitir momentos fletores à fundação, fundações de reduzidas dimensões e pouco armadas, ausência de vigas de fundação;
7. Fracas propriedades dos materiais.

Deste modo, de acordo com [18], parece evidente que parte da população Portuguesa vive em situações de risco sísmico considerável, contribuindo para tal diversos fatores como a existência no parque construído de

muitos edifícios com insuficiente resistência sísmica de raiz a que se somam níveis avançados de degradação, o aumento da densidade populacional e a concentração das populações em centros urbanos potencialmente ameaçados por eventos sísmicos severos.

2.2. Edifícios com “*Pilotis*”

2.2.1. Caracterização

Uma configuração estrutural emblemática em edifícios de betão armado construídos no início da segunda metade do século XX é a chamada configuração “*Pilotis*”, que significa construção “assente” sobre pilares e é caracterizada pelo piso térreo aberto, onde existe uma ausência generalizada de paredes de alvenaria de enchimento, ao contrário do que acontece nos pisos superiores. Esta configuração é essencialmente originada por opções arquitetónicas, visto que permite um bom uso e distribuição do espaço do piso térreo, nomeadamente para estacionamento de carros ou passagens pedonais. No entanto é reconhecida atualmente pela comunidade técnica como sismicamente vulnerável, uma vez que é propícia à formação do mecanismo de rotura de piso flexível no primeiro piso, “*soft-storey*”.

A origem desta solução arquitetónica deriva principalmente dos primeiros três pontos dos “*Cinco pontos para uma nova arquitetura*” publicada pelo arquiteto Franco-Suíço *Le Corbusier* em 1926 [19], que definem os princípios da arquitetura moderna: (1) “*Pilotis*” (piso térreo aberto); (2) Plantas livres; (3) Fachadas livres; (4) Janelas livres; e (5) Terraço-jardim. Estes fundamentos foram possíveis devido ao surgimento de novos materiais de construção, nomeadamente o betão armado, que permitem uma maior liberdade de projeto, podendo-se usufruir de maiores áreas desimpedidas de elementos estruturais [20]. Acontece que este conceito de arquitetura, inicialmente implementado em regiões sem sismicidade, funcionando bem de um ponto de vista estático, foi importado para zonas sísmicas em todo o mundo, como é o caso de Lisboa.

Efetivamente, esta corrente internacional de arquitetura moderna foi muito bem aceite em Portugal nas décadas de 1950 a 1970 e assinalam-se um elevado número de edifícios com esta particularidade em Lisboa. Contribuindo para tal foi o facto de Lisboa, depois da Segunda Grande Guerra, ter conhecido um período de grande expansão e construção, mais rápido mas também mais diferente do tradicional (no estilo internacional), devido à enorme pressão demográfica resultante do êxodo rural [20]. Exemplos dessa construção são ilustrados na Figura 2.3, encontrando-se maioritariamente no bairro de Alvalade. É o “Bairro das Estacas” (1949) que marca o primeiro momento de aplicação dos princípios modernos no bloco de habitação, abrindo caminho para novas experiências em Lisboa como: os quatro blocos no cruzamento da Avenida de Roma com a Avenida dos EUA (1952); o Conjunto da Avenida Infante Santo (1954), que vai ser o caso de estudo da presente dissertação, considerado um exemplo representativo da arquitetura do movimento moderno em Portugal; o conjunto de blocos na Avenida dos Estados Unidos da América (1955); o conjunto de blocos na Avenida do Brasil (1958); o Liceu Padre António Vieira (1965 - já foi alvo de reforço sísmico no âmbito do Parque Escolar). Outros exemplos deste conceito de urbanismo moderno encontram-se também nos Olivais, transformada a paisagem eminentemente rural de meados dos anos 50 com a construção de edifícios como o da imagem 2.3 (g) (início década de 1960), bem como no conjunto de edifício da Calçada de Carriche (década de 1970).



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)



(h)

Figura 2.3: (a) Bairro das Estacas; (b) Interseção da Av. EUA com Av. Roma; (c) Avenida Infante Santo; (d) Avenida Estados Unidos da América; (e) Avenida do Brasil; (f) Escola Sec. Padre António Vieira; (g) Olivais e (h) Calçada de Carriche

2.2.2. Avaliação Sísmica

Apesar das vantagens estéticas e funcionais oferecidas por este conceito de arquitetura moderno, este tipo de edifícios é propício à formação do mecanismo plástico localizado de piso flexível, “*soft-storey*”, quando submetidos a ações horizontais. Tal verifica-se devido à mudança drástica da quantidade de paredes de alvenaria entre o piso térreo e os superiores, aspeto que, ao gerar uma variação de rigidez e resistência lateral ao nível do piso de transição, faz com que, durante o sismo, a deformação da estrutura se concentre nesse piso, sendo mais flexível do que os restantes (que se comportam como um corpo rígido), estando rigidificados pelas paredes de alvenaria [21] - veja-se a Figura 2.4 (b). Aliado a este facto, sabendo que estas construções são típicas numa época onde, pela falta de conhecimento, não era conferido às estruturas o mínimo grau de ductilidade no seu dimensionamento, o seu grande problema na resposta à ação dos sismos reside na insuficiente capacidade de deformação dos pilares do piso térreo [22]. De facto, as exigências de deformação dos pilares do piso térreo podem levar mesmo ao seu colapso prematuro, devido não só ao facto de estes pilares serem pouco dúcteis, como também devido aos efeitos $P-\Delta$ gerados, na medida em que o corpo fechado dos pisos superiores tende a deslocar-se em cima dos pilares da base criando uma massa excêntrica elevada. Por conseguinte, o colapso dos pilares do piso térreo pode levar ao colapso global do edifício, o que torna estas estruturas particularmente vulneráveis a ações sísmicas. Note-se ainda que, em edifícios com “*Pilotis*”, a variação de rigidez e resistência lateral entre pisos pode ser agravada por outras condições de conceção estrutural, apesar de menos recorrentes, que amplificam os efeitos negativos referidos, como é o caso de interrupções de paredes resistentes de betão armado no piso térreo, impedindo estas de seguirem até às fundações.

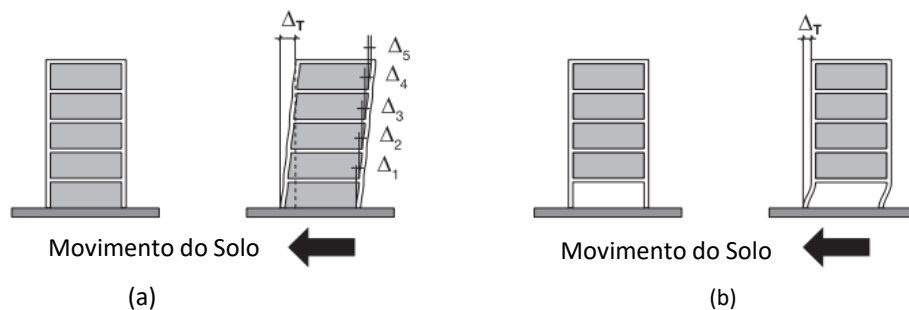


Figura 2.4: Distribuição do deslocamento total gerado por um sismo num: (a) edifício regular; e (b) edifício com uma irregularidade de “*soft-storey*”. (Adaptado de:[7])

Com efeito, as paredes de alvenaria são um elemento não estrutural que pode influenciar significativamente o comportamento sísmico dos edifícios. Note-se que não considerar estas paredes de alvenaria de enchimento no dimensionamento das estruturas, prática comum em projeto, pode não ter influência na resposta destas para as ações verticais, mas tem para as ações horizontais, como é o caso dos sismos. De facto, desprezar a sua contribuição na resposta sísmica das estruturas pode ser contra a segurança, nomeadamente se estas paredes apresentarem uma distribuição irregular, uma vez que podem não só modificar drasticamente a resposta estrutural, favorecendo mecanismos de piso flexível, como também podem aumentar substancialmente a rigidez global da estrutura, o que altera as forças sísmicas a que esta estará sujeita [23].

Reconhecida a influência significativa que irregularidades estruturais em altura têm no comportamento dos edifícios sob a ação sísmica, de modo a evitar mecanismos plásticos locais de piso flexível, o código atual de dimensionamento sísmico de estruturas novas, Eurocódigo 8 – Parte 1 (EC8-1) [24], recomenda princípios básicos

de concepção e adota a filosofia do dimensionamento por capacidade real (“*capacity design*”), associada ao princípio “Pilar forte-Viga Fraca”. Neste sentido, no EC8-1, não só é recomendada a introdução na estrutura de paredes resistentes de betão armado, com rigidez e resistência adequadas que uniformizem os deslocamentos entre pisos, assim como é pretendido, com o princípio “Pilar forte-Viga fraca”, maximizar o número de rótulas plásticas nos pórticos, forçando que estas se formem nas vigas e que os pilares permaneçam em fase elástica durante a ocorrência de um sismo. Por outro lado, a nível da análise estrutural, o EC8-1 penaliza significativamente os edifícios que não cumprem os critérios definidos de regularidade, reduzindo o valor do coeficiente de comportamento global que é permitido explorar, de modo a evitar respostas estruturais inesperadas, tanto em altura como em planta, e ter em conta o nível de ductilidade das estruturas.

2.2.3. Exemplos de edifícios danificados

Dada a elevada vulnerabilidade sísmica verificada em edifícios estruturalmente irregulares, está comprovado que na maioria dos sismos que ocorreram em cidades ditas modernas, existem sempre relatos de edifícios que sofreram danos significativos, ou colapsaram, devido ao mecanismo plástico de piso flexível [16]. Três exemplos emblemáticos distintos de edifícios extremamente danificados sob a ação sísmica devido a este efeito são: (i) o *Palace Corvin*, na cidade de Caracas, Venezuela, no ano de 1967 [25]; (ii) o bloco principal do *Sylmar Olive View Hospital* na cidade de San Fernando, California, em 1971 [26]; e (iii) o edifício do *Imperial County Services*, no ano de 1979 em Imperial Valley, California [27].

No caso do *Palace Corvin*, a sua configuração em planta em forma de “H”, caracterizada por dois blocos de edifícios residenciais unidos no meio por via de uma caixa de escadas e de elevadores, era marcada pela diferença do piso térreo entre os dois blocos, ao nível da quantidade de paredes de alvenaria de enchimento. Enquanto numa ala o piso térreo era aberto para parque de estacionamento de carros, na ala oposta o piso térreo seguia os pisos superiores de apartamentos. Ora, no sismo de 1967, o bloco com o piso térreo vazado colapsou enquanto o bloco do outro lado resistiu com danos limitados, tal como se pode observar na Figura 2.5. Este edifício exemplifica o efeito negativo que a descontinuidade das paredes de alvenaria de enchimento tem no comportamento das estruturas, sem o adequado dimensionamento sísmico.

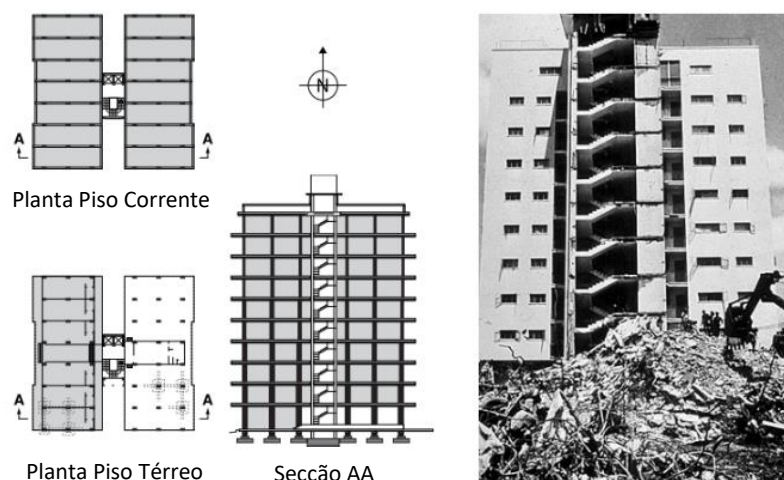


Figura 2.5: Plantas estruturais do edifício do Palácio de Corvin (esquerda) e fotografia do pós-sismo (direita). (Adaptado de: [7])

No que diz respeito ao *Olive View Hospital*, no sismo de 1971 em San Fernando, California, os danos deveram-se essencialmente à descontinuação das paredes resistentes nos pisos inferiores, o que induziu elevados *drifts* entre pisos (deslocamento relativo entre pisos normalizado pela altura do piso) e, consequentemente, a formação de um “*soft-storey*” no primeiro piso, resultando em danos estruturais e não-estruturais significativos que levaram à demolição do edifício, como se pode observar na Figura 2.6.

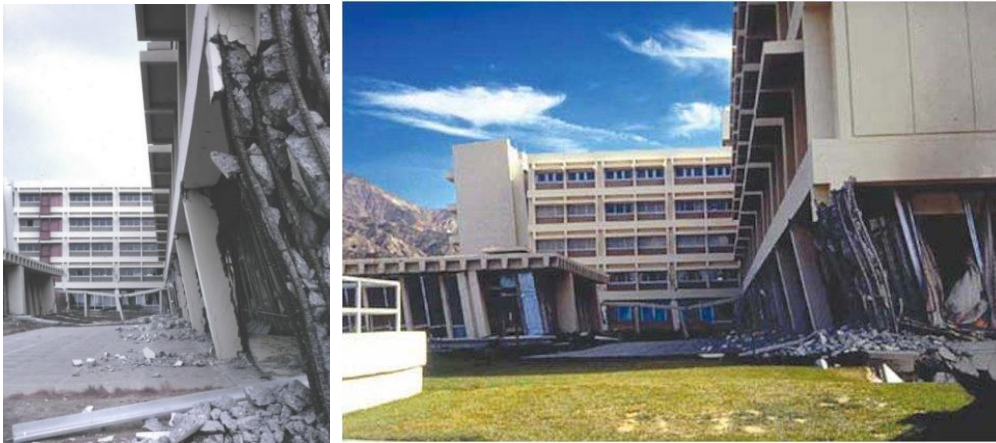


Figura 2.6: Danos observados nos pilares do piso térreo do edifício principal do Olive View Hospital, após o sismo de 1971. (Fotografias de Marshall Lew (esquerda) e Nikos Makris (direita))

Por último, no caso do edifício do *Imperial County Services*, em Imperial Valley, California, o sistema resistente a ações horizontais era constituído por pórticos na direção longitudinal e paredes resistentes na direção transversal. Todavia, as paredes nos pisos superiores localizavam-se ao longo de todo o comprimento das duas empenas, enquanto no piso térreo as paredes, não só eram descontinuadas nas empenas e recuadas para um alinhamento interior, como também apresentavam dimensões consideravelmente inferiores. Ora, no sismo de 1979, esta irregularidade estrutural levou ao colapso de pilares num canto do edifício, por compressão, devido à diferença de comportamento estrutural entre pisos, em resposta às forças geradas na extremidade das paredes dos pisos superiores, conforme ilustra a Figura 2.7.

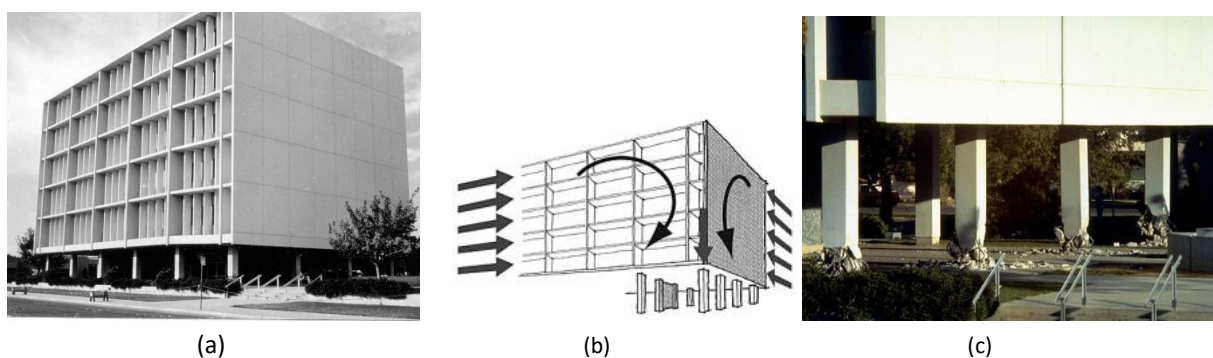


Figura 2.7: (a) Edifício Imperial County Services; (b) Forças geradas pela irregular configuração estrutural, sobrecarregando os pilares de canto do edifício (Fonte: [7]); (c) Danos nos pilares de canto do edifício.

Atualmente, a melhor forma para combater este problema (formação de mecanismos “*soft-storey*”) é evitá-lo à partida, através de uma conceção estrutural adequada, ou conferindo aos sistemas estruturais robustez e rigidez suficiente para reduzir a influência das alvenarias no desempenho sísmico das estruturas. Em edifícios antigos, onde estes fenómenos não eram tidos em conta e possam ter irregularidades importantes, torna-se fundamental a sua avaliação e eventual reforço sísmico.

2.3. Legislação Nacional

Ação Sísmica

A regulamentação para o dimensionamento de estruturas de betão armado, no que se refere à ação sísmica, teve uma evolução relevante ao longo dos anos. Importa referir que esta evolução decorre principalmente de progressos científicos e dos ensinamentos colhidos após a ocorrência de sismos intensos noutros países [7].

Neste âmbito, a primeira norma nacional data de 1958 e é o “Regulamento da Segurança das Construções Contra os Sismos” (RSCCS) [28], que trata a ação sísmica de forma bastante rudimentar. A ação sísmica era tratada como uma força estática equivalente horizontal, proporcional ao peso da estrutura e ao coeficiente sísmico, que apenas dependia do zonamento sísmico da altura, representado na Figura 2.8 (a).

Passados três anos, em 1961, com o “Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes” (RSEP) [29], fica marcada a necessidade de inclusão da ação sísmica na verificação da segurança no projeto de pontes. A metodologia desta norma é idêntica à anterior, tratando a ação sísmica como uma força estática equivalente, com uma ligeira alteração no coeficiente sísmico que depende agora não só do zonamento sísmico (igual ao anterior regulamento) mas também do terreno. De facto, na altura houve já a perceção da influência que o tipo de terreno tem na definição da ação sísmica, apesar de uma forma pouco rigorosa ainda.

Em 1983 surge o RSA [3], que é considerado um marco no dimensionamento da ação sísmica em Portugal, atualizando-se a intensidade desta ação e aumentando o rigor na modelação dos seus efeitos nas estruturas. Começa-se a considerar a ação sísmica como uma ação variável (afetada por um coeficiente de segurança de 1.5) e a utilizar métodos de análise dinâmica na determinação dos efeitos da ação sísmica, restringindo o método das forças estáticas equivalentes para construções regulares e fazendo depender o coeficiente sísmico do tipo de terreno e da frequência própria da estrutura. Destacam-se os seguintes aspetos: (i) zonamento sísmico mais detalhado (ver Figura 2.8 (b)); (ii) consideração de dois tipos de sismos, próximo e afastado, mas sem diferenciar o zonamento; (iii) natureza do terreno (que passa a ter três tipos); (iv) introdução dos espectros de resposta (que vão definir as acelerações espectrais em função da frequência/período da estrutura); e (v) introdução dos coeficientes de comportamento, para ter em conta a ductilidade da estrutura e explorar a capacidade de dissipação de energia das estruturas.

Com o atual regulamento, EC8-1 [24], existe uma evolução significativa na análise da ação sísmica, introduzindo-se os métodos de análise não lineares, estáticos e dinâmicos. Definiu-se finalmente um zonamento sísmico mais detalhado (distinto para o sismo próximo e afastado – Figura 2.8 (c) e (d) respetivamente), um aumento na classificação da natureza do terreno para cinco tipos e coeficientes de comportamento mais rigorosos. Neste Regulamento introduz-se o conceito de “*capacity design*” e as disposições de cálculo e de pormenorização necessários para garantir um comportamento dúctil para a estrutura. No que diz respeito à avaliação da capacidade sísmica de edifícios existentes de betão armado, a verificação da segurança é feita de acordo com EC8-3 [9].

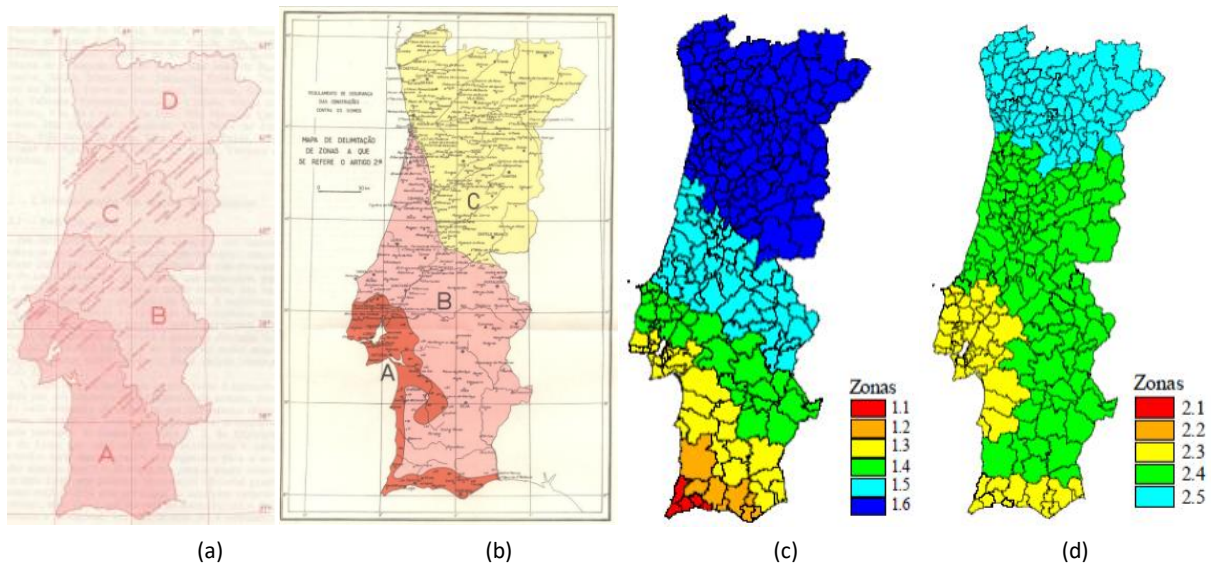


Figura 2.8: Evolução do zonamento sísmico em Portugal Continental: (a) 1958/1961; (b) 1983; (c) 2010, Sismo afastado (Tipo 1); e (d) 2010, Sismo próximo (Tipo 2). (Fonte: [8])

Deste modo, importa saber se há diferenças significativas entre as estruturas dimensionadas com o atual regulamento europeu, EC8-1, face às estruturas dimensionadas com os anteriores regulamentos, nomeadamente o de 1958 (RSCCS), posterior à data de construção do caso de estudo. Deste modo, através da Figura 2.9, é possível fazer uma comparação, em termos da intensidade da ação sísmica definida pelo espectro de resposta elástico, da envolvente dos valores da ação propostos no EC8-1 (para os dois tipos de sismos) com os valores definidos no RSA e no RSCCS, na região de Lisboa e para um coeficiente de amortecimento $\xi = 5\%$.

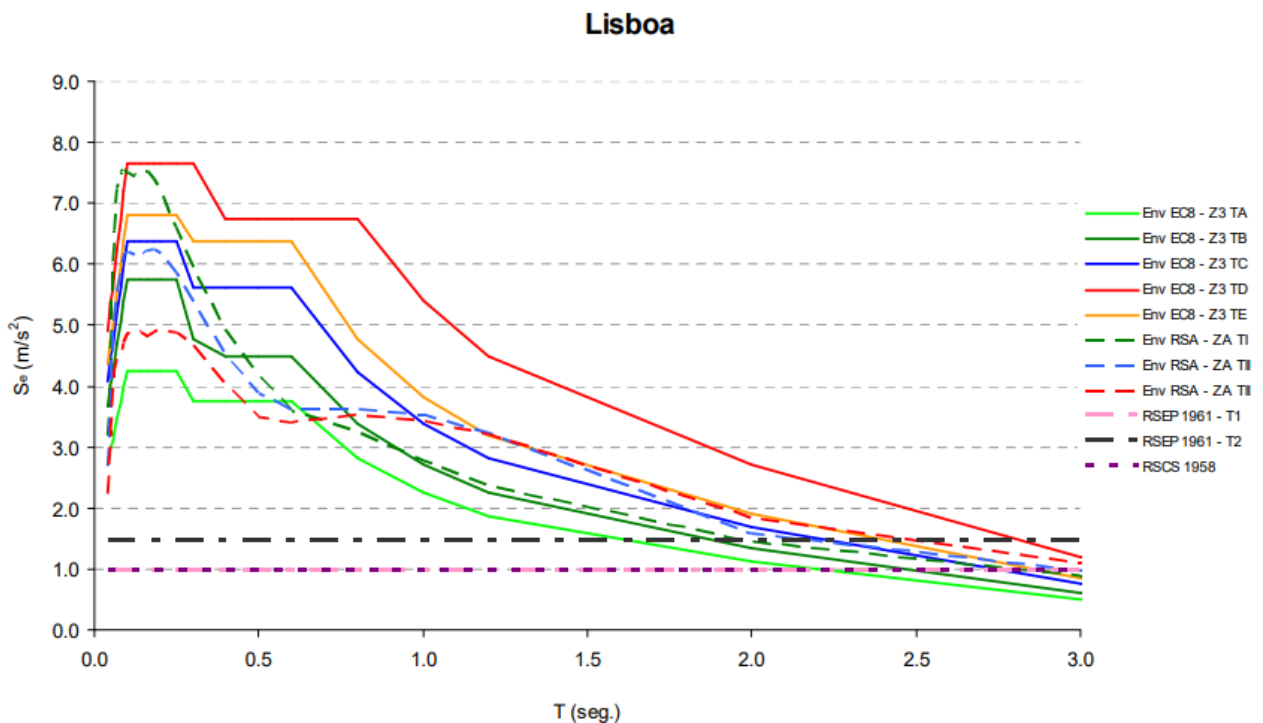


Figura 2.9: Comparação da envolvente (Env) dos espectros de resposta elásticos dos diferentes Regulamentos. (Fonte: [8])

A Figura 2.9 deixa bem patente que, para uma parte significativa das estruturas correntes, a ação sísmica tem um agravamento importante no EC8-1, apesar de que, para o dimensionamento dos elementos estruturais, os valores dos esforços, de acordo com o RSA e com a EC8-1, possam ser reduzidos pelo coeficiente de

comportamento. De facto, comparando o RSCCS com o EC8-1, para terrenos do tipo A, o valor da ação sísmica aumenta para cerca do dobro para estruturas com uma frequência própria de 1 Hz (como é o caso do edifício em questão - ver secção 5.3.7.), o que indicia os problemas que poderão existir na verificação da segurança sísmica da estrutura à luz das atuais exigências normativas.

Betão Armado

Relativamente ao enquadramento legal nacional no domínio do dimensionamento de estruturas de betão armado, é interessante também resumir a sua evolução nas últimas décadas. Nota-se que o primeiro edifício de betão armado em Portugal é um edifício industrial na margem sul, o edifício de moagem de trigo do Caramujo, realizado em 1898 [30]. Nesta altura, as estruturas de betão armado eram patenteadas, sendo necessário recorrer a empresas com a patente onde se indicavam as bases de cálculo e as disposições de armaduras adotadas para os diversos elementos estruturais, distinguindo-se, de entre essas patentes, o Sistema “*Hennebique*”, datado de 1892. Essas patentes vieram a cair na primeira década do século XX, havendo a necessidade de introduzir um regulamento que enquadrasse o projeto de estruturas de betão armado, e foi em 1918 que surgiu o primeiro regulamento português neste domínio, o “Regulamento para o emprego do *beton* armado” [31]. Nas décadas seguintes, em 1935, surge o “Regulamento do Betão Armado” (RBA) [32], onde a verificação da segurança é feita pelo método das tensões admissíveis e ações não majoradas, isto é, deixando a segurança do lado dos materiais, minorando as capacidades resistentes dos materiais por um coeficiente de segurança. Refere-se que este é o regulamento que se considera servir de base para o projeto de estruturas do caso de estudo desta dissertação. Em 1967, é publicado o “Regulamento de Estruturas de Betão Armado” (REBA) [33], o qual integra já a moderna filosofia de verificação da segurança em relação aos estados limites. Mais tarde, em 1983, surge o REBAP [4], que vem a ser revogado em 2019 pelo atual regulamento europeu, Eurocódigo 2 – Parte 1 (EC2-1) [34].

Tendo presente este enquadramento legal ao longo dos anos, no domínio da ação sísmica e das estruturas de betão armado, importa perceber as tipologias de edifícios antigos de betão armado existentes em Portugal e as suas características principais e frequentes, que podem condicionar o seu desempenho sísmico. Como já referido, mais de metade dos edifícios em Portugal têm estrutura em betão armado e a maior parte destes foi dimensionada e construída antes da década de 1990 (anteriores ao RSA) o que, a nível de segurança sísmica, a experiência da avaliação destes edifícios antigos permite reconhecer que existem características recorrentes que muito condicionam o seu desempenho sísmico. Deste modo, com a apresentação do caso de estudo nos capítulos seguintes, serão detalhadas as características estruturais do edifício em questão, que se considera representativo dos edifícios porticados de betão armado das décadas de 1950 e 1960 e que reflete as práticas construtivas e de projeto de uma altura em que a ação sísmica não era considerada de forma adequada no dimensionamento de estruturas.

Capítulo 3 - Apresentação do Caso de Estudo

3.1. Introdução

Neste capítulo é apresentada a caracterização arquitetónica e estrutural do caso de estudo desta dissertação - o bloco 3 do Conjunto Habitacional da Avenida Infante Santo - com base na consulta das peças escritas e desenhadas dos projetos originais [35], através de uma recolha nos arquivos históricos da Câmara Municipal de Lisboa. O edifício em estudo (lote 3) faz parte de um conjunto de 5 edifícios, projetados entre 1949 e 1955, localizados na Avenida Infante Santo, freguesia da Estrela, em Lisboa. São edifícios de habitação coletiva com 9 pisos elevados, tendo sido construídos no mesmo período os lotes de 1 a 4 (1954 a 1956), pelo que se assume terem um comportamento semelhante, enquanto que o lote 5 foi construído na década seguinte (1960 a 1963), já com elementos mais resistentes e maiores preocupações com a ação sísmica. Este conjunto de edifícios constitui um exemplo da arquitetura do movimento moderno em Portugal, correspondente a uma época de expansão da cidade de Lisboa, o que confere ao edifício em estudo um carácter histórico.

Estes edifícios de grande porte, ilustrados na Figura 3.1, são caracterizados essencialmente por uma pronunciada irregularidade estrutural em altura, na medida em que o piso térreo é visualmente aberto e livre para circulação, enquanto os pisos superiores constituem um corpo fechado, com um número muito superior de paredes de alvenaria de enchimento. Outras características distintivas destes blocos de edifícios de habitação são: (i) sistema estrutural porticado, apenas na direção transversal do edifício; (ii) pilares orientados segundo a direção transversal do edifício; (iii) núcleos de acesso aos pisos superiores em alvenaria de tijolo; (iv) elementos de betão armado com recurso a varões de aço lisos; (v) lajes maciças de betão armado com espessuras de 0,11 metros; (vi) pilares com secção variável em altura; (vii) vigas a descarregar em vigas; e (viii) piso térreo com um pé-direito maior do que o dos pisos superiores.

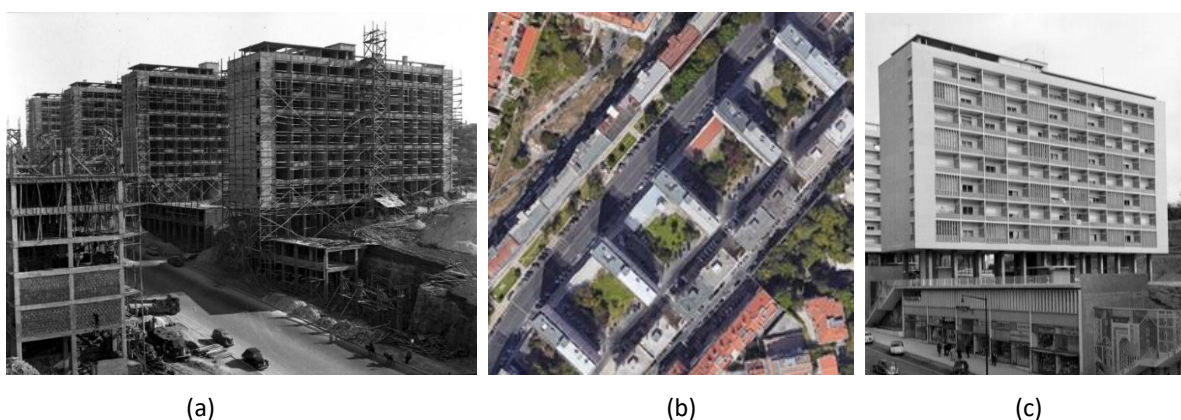


Figura 3.1: Fotografias do edifício em estudo: (a) Fase de construção; (b) Plano geral (via imagem satélite) (c) Perspetiva (1958). (Fotografias de Armando Serôdio, em AML)

Tratando-se de um edifício emblemático da década de 1950 em Lisboa, particularmente vulnerável sísmicamente (dimensionado sem o apoio de regulamentação sísmica adequada e propício à formação do mecanismo de “soft-storey”), já foi alvo de diversos estudos por diferentes autores, nomeadamente em [36], [37], [38], [39] e [40], com objetivos diferentes, mas cuja informação pode ser utilizada para avaliar e comparar com as metodologias empregues na dissertação.

3.2. Conceção Estrutural

Conceptualmente, cada bloco do Conjunto Habitacional da Avenida Infante Santo (projeto do arquiteto Alberto Pessoa) é formado por dois volumes distintos, por forma a resolver a relação com a topografia do terreno: o bloco das habitações (edifício assente em “Pilotis”) que se dispõe transversalmente à Avenida Infante Santo, e o corpo das lojas que se encontra paralelo à via, semienterrado, que serve como muro de suporte para o impulso de terras. A figura 3.2 evidencia a relação entre a Avenida e os blocos habitacionais.

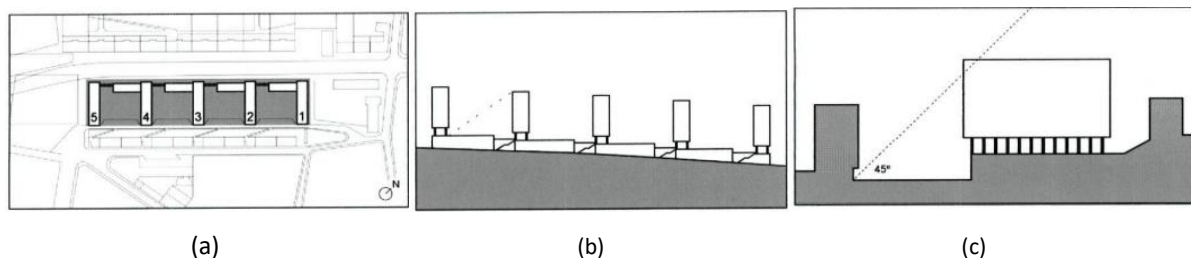


Figura 3.2: Esquemas da relação entre a Avenida Infante Santo e os blocos de habitação: (a) Implantações dos blocos; (b) Perfil longitudinal da Avenida; (c) Perfil transversal da Avenida. (Fonte:[20]).

O bloco de habitação conta com 9 pisos elevados (8 andares correntes de habitação e recuado/terraço) totalizando 30,0 metros de altura. Salienta-se que o piso térreo, para além ser um piso aberto, tem uma altura (5,6m) superior à dos pisos superiores (3,0m na generalidade), o que reduz ainda mais a rigidez, como se pode ver na Figura 3.3. Em planta, o bloco desenvolve-se longitudinalmente num corpo estreito, com 11,10 metros de largura por 46,10 metros de comprimento, sendo os edifícios isolados, o que permite a vibração livre destes sem o risco de impacto com outros edifícios. A tipologia dos apartamentos é do tipo duplex, o que faz com que as plantas dos pisos correntes se repitam em cada dois andares, sendo que a diferença entre os andares inferiores e superiores reside na abertura da laje para as escadas interiores [20]. Os 8 pisos de habitação contam com 24 fogos: duas tipologias T3+1 e quatro T4 em cada dois pisos e o terraço é acessível.



Figura 3.3: Fotografias gerais do caso de estudo

Da análise das peças desenhadas e escritas do arquivo histórico Municipal, sabe-se que foram realizados dois projetos de estabilidade para o edifício em causa: um primeiro, no ano de 1954, da autoria do engenheiro Jordão Vieira Dias e o segundo, no ano de 1955, em substituição do primeiro e o utilizado para a construção, da autoria do engenheiro Mário Ramos da Cruz. Sendo o edifício dimensionado e construído na década de 1950, refere-se novamente que o regulamento de estruturas de betão armado que serviu de base para o seu dimensionamento foi o RBA [32], não existindo ainda regulamentação nacional para a ação sísmica.

Assim, relativamente ao primeiro projeto, realça-se que: (i) o cálculo estrutural foi concebido sem especial atenção aos momentos nos pilares, apenas calculado para as cargas verticais, (ii) a consideração da ação do vento

era suficiente para a verificação da segurança às ações horizontais, desprezando a ação sísmica e (iii) as lajes eram aligeiradas de vigotas. Surge ainda, por indicação da Câmara Municipal de Lisboa, um aditamento ao projeto inicial para a verificação da estabilidade à ação sísmica baseada numa publicação da época (Maria Amélia Chaves e Brazão Farinha, revista Técnica), considerando forças horizontais proporcionais à massa dos pisos, concluindo-se, porém, que os esforços provenientes da consideração da ação sísmica não produziam efeitos piores que os do vento, sendo assim dispensável a verificação da estabilidade sísmica. Note-se que neste cálculo apenas foram consideradas as ações de um sismo na direção transversal do edifício, esquecendo os possíveis movimentos longitudinais. Efetivamente, na época, a pouca importância atribuída aos efeitos das ações horizontais nos edifícios (principalmente a ação sísmica) é comprovada com um comentário na memória descritiva [35] em que é referido que “podemos considerar os edifícios como em condições de segurança bastante superiores à grande maioria das edificações em Lisboa”, o que é alarmante tendo em conta o atual conhecimento nesta área.

O segundo projeto tem como objetivo substituir as lajes pré-fabricadas aligeiradas de vigotas do projeto inicial por lajes maciças de betão armado de 0,11 metros, sendo por isso realizados novos cálculos de estabilidade. Neste novo projeto é ainda verificada a segurança para as ações horizontais, vento e sismo, esta última com base em trabalhos e regulamentação estrangeira. A metodologia de dimensionamento para ter em conta a ação sísmica consistia em forças horizontais equivalentes, aplicadas nos nós da estrutura, cujo valor dependia da massa e de um fator de correção que tem em conta a frequência própria da estrutura. Desta vez, concluiu-se que a ação sísmica era condicionante nos três primeiros pisos, comparando com a ação do vento.

No que diz respeito à estrutura resistente, esta é relativamente simples, composta por 12 pórticos transversais espaçados de 3,70 metros entre si, e com dois prolongamentos em consola de 2,70 metros nas suas extremidades. Os pórticos transversais são constituídos por dois pilares e vigas com um tramo central de 7,3 metros e dois em consola de 1,9 metros. Há que destacar o facto de, no teto do piso térreo, existirem duas vigas robustas longitudinais (Vigas V9), nos alinhamentos dos pilares, que só interseccionam 2 pórticos transversais em cada topo do edifício, tal como se pode observar nas Figuras 3.4, 3.5 e A1 (Anexo A), o que vai ter repercussões a nível da análise sísmica do edifício na direção longitudinal, dado que estas vigas conferem uma rigidez a estes pilares muito superior face à dos restantes, apenas restringidos à rotação pela laje.

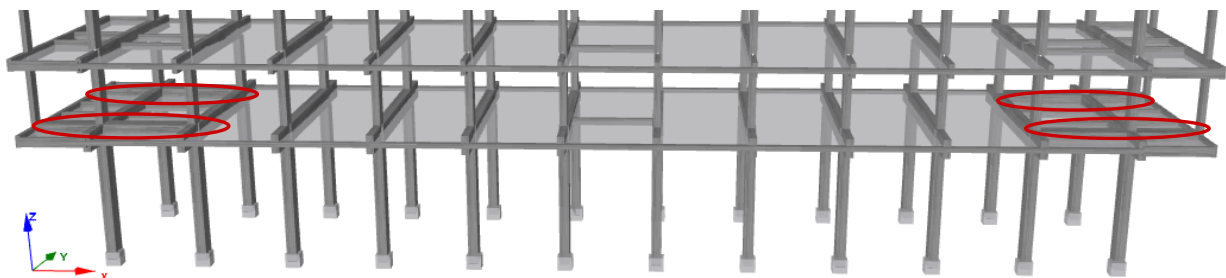
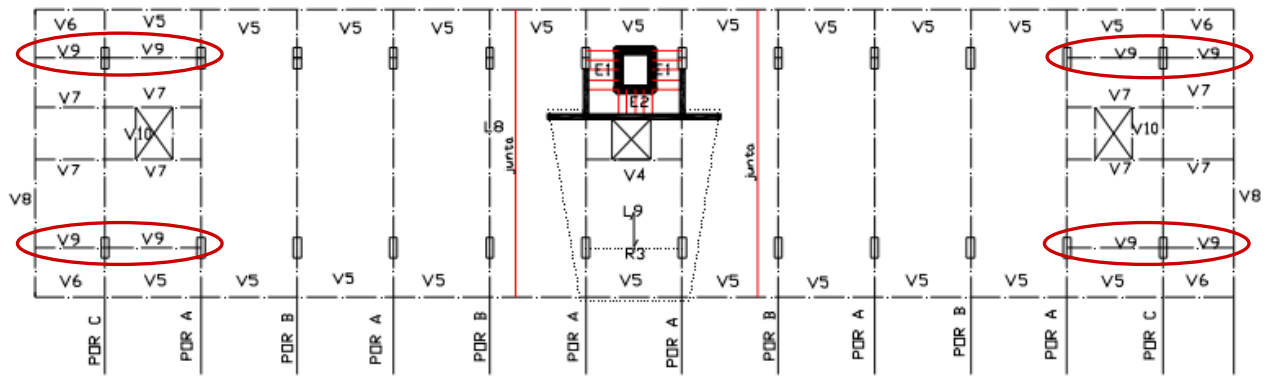
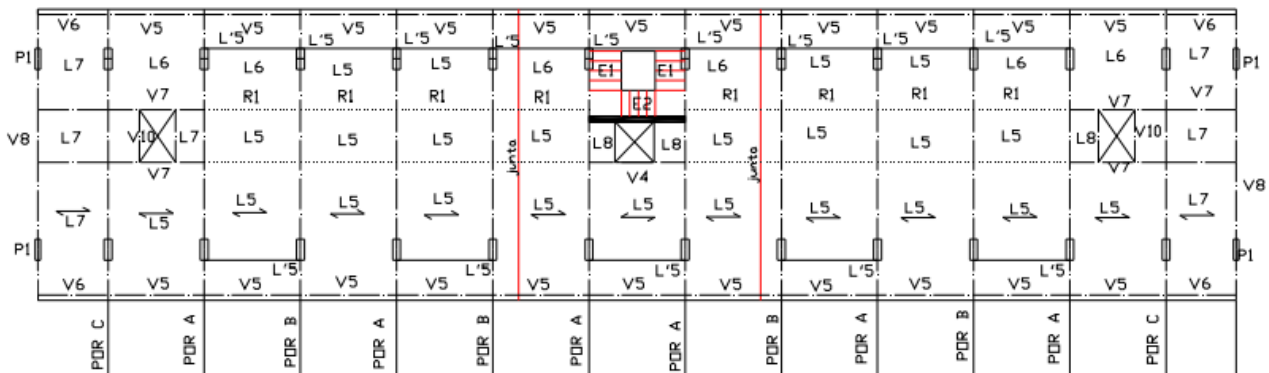


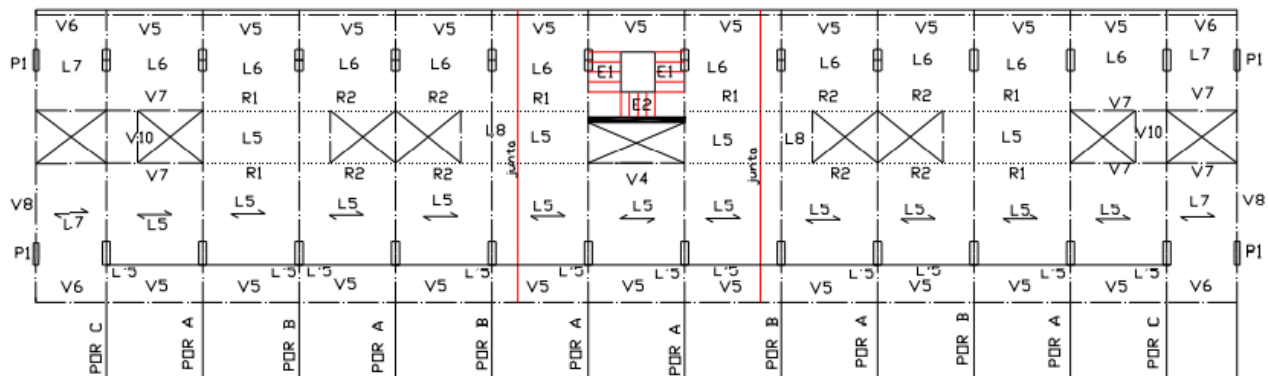
Figura 3.4: Modelo numérico da estrutura do edifício (Seismostruct) que ilustra as Vigas V9 nos topos do primeiro piso



Planta do primeiro piso



Planta do andar inferior dos pisos correntes de habitação



Planta do andar superior dos pisos correntes de habitação

Figura 3.5: Peças desenhadas das plantas de estruturas dos pisos superiores. (Fonte:[36])

Quanto aos acessos verticais, no rés-do-chão existem dois elevadores nas extremidades e um núcleo central com um monta-cargas e uma caixa de escadas de acesso a todo o edifício. Relativamente a estes núcleos de acesso aos pisos superiores, atualmente, é comum estes elementos estruturais serem de betão armado, para aumentar ou equilibrar a rigidez de um edifício numa dada direção. No entanto, neste edifício, devido à reduzida preocupação relativa às cargas horizontais no projeto, os núcleos de acesso aos pisos superiores são em tijolo furado. Desta forma, devido à inexistência de paredes resistentes estruturais, o sistema resistente às ações horizontais do edifício é constituído pelos pórticos transversais, tornando clara a fragilidade da direção longitudinal na resistência a esta ação, dado que não existem pórticos nesta direção. De notar que no projeto estavam previstas duas juntas transversais, que dividiam o edifício em 3 blocos, mas numa inspeção realizada ao edifício em [36] verificou-se a inexistência das mesmas. Por fim, as fundações dos pilares são diretas, constituídas por sapatas na base destes elementos, salientando-se a ausência de vigas de fundação e o facto de os três

pórticos de extremidade mais próximos da Avenida Infante Santo se prolongarem por mais dois pisos até à cota da mesma, uma vez que são afetados pelo bloco comercial de lojas e escritórios, que se dispõe paralelamente ao longo da Avenida. No anexo A apresentam-se os alçados e corte do edifício bem como o quadro de pilares.

3.3. Materiais

No caso de estudo, verifica-se que a maior incerteza a nível de conhecimento da estrutura está, efetivamente, relacionada com as propriedades mecânicas dos materiais, betão e aço. De facto, não está explícito no projeto original quais as propriedades mecânicas dos materiais dos elementos de betão armado utilizados, ao contrário da geometria do sistema estrutural e das disposições construtivas dos elementos estruturais que estão muito bem detalhadas e pormenorizadas nas peças desenhadas do mesmo. O EC8-3, numa situação de análise de uma estrutura existente, no que diz respeito à determinação do nível de conhecimento sobre os materiais (aspeto contemplado na secção 5.2.3.), indica que devem ser realizados uma série de ensaios “*in situ*” para a fiel caracterização dos mesmos. Contudo, embora reconhecendo a sua importância, a realização de ensaios destrutivos e não destrutivos está fora do âmbito da presente dissertação, pelo que se procedeu a uma análise comparativa entre os documentos do projeto a que se teve acesso [35], na parte dos cálculos efetuados referentes à verificação de segurança de elementos estruturais, e as indicações do RBA [32], regulamento que serviu de base ao projeto original, com vista à determinação das capacidades resistentes de aço e betão. Para tal, teve-se como base um estudo feito pelo Eng. Ricardo Ferreira realizado com o mesmo propósito [41]. De referir novamente que os modelos de verificação da segurança contemplados no RBA baseiam-se no critério das tensões admissíveis, isto é, nas condições de verificação da segurança à rotura, as ações não eram majoradas, sendo apenas minoradas as capacidades resistentes dos materiais, dividindo-as por um coeficiente de segurança.

3.3.1. Betão

Relativamente ao betão, os cálculos dos documentos do projeto de dimensionamento indicam que em diversas ocasiões o limite de tensão admissível do betão à compressão (R'_b) era 6 MPa. De acordo com o RBA [32], a resistência última do betão à compressão, tendo em consideração a dosagem prescrita para o cimento (300 Kg), areia (400 litros) e agregado (800 litros), era definida pelo valor médio dos resultados de ensaios à compressão simples, aos 28 dias, de cubos de 0,20 metros de aresta, os quais deveriam ser superiores a cerca de 18 MPa. No entanto, realça-se que numa atualização feita a este regulamento, inserida no decreto de lei nº33021 de 1943, no artigo nº22 referente aos limites admissíveis de tensões do aço, é indicado que “Sempre que se adotarem limites superiores a 120 MPa para o aço normal e 150 MPa para o aço de alta resistência, será observado o disposto no quadro indicativo das tensões limite de compressão do betão e deverá empregar-se um betão de carga de rotura não inferior a 22,5 MPa aos 28 dias”. Face a esta imposição, dado que o valor da tensão resistente admissível para o aço na generalidade dos cálculos é de 140 MPa, o valor da tensão de rotura à compressão do betão (C) terá de ser, no mínimo 22,5MPa. Na falta de mais indicações explícitas para a capacidade resistente do betão nos documentos de projeto a que se teve acesso, admitindo que o valor de 22,5 MPa corresponde, efetivamente, ao valor médio de tensão resistente último à compressão (C) do betão, verifica-se que o valor da tensão admissível do betão indicado nas verificações de segurança das peças do projeto original

(6 MPa) está em conformidade com as provisões do RBA, uma vez que, segundo a respetiva tabela no RBA (Tabela 3.1) este poderá ter o valor máximo de 6 MPa.

Tabela 3.1: Valores limite de tensões admissíveis do betão à compressão. (Adaptado de: [32])

Natureza da compressão	Limites em MPa	
	Em geral	Máximo
a) Compressão simples:		
Betão de cimento <i>Portland</i> normal	4,5	
Limites dependentes da resistência (C) dos cubos	C/3,5	6,0
b) Compressão resultante de flexão simples ou composta		
Betão de cimento <i>Portland</i> normal	5,0	
Limites dependentes da resistência (C) dos cubos	C/3	6,5

Desta forma, nota-se que o betão inicial da construção corresponderia a um betão intermédio entre os atuais betões de classe de resistência C16/20 e C20/25, todavia, para ter em conta o endurecimento deste material desde 1955 até ao presente (24090 dias) tentou-se fazer uma extrapolação desse valor para os dias de hoje. Para o efeito, com base na formulação indicada no EC2-1 [34] (artigo 3.1.2), conclui-se que o valor da tensão de rotura à compressão do cubo endurecido é de 27,23 MPa ($f_{ck,cubo} \times 1.21$), o que indica que, atualmente, o betão estará entre um C20/25 e um C25/30 e, por conseguinte, terá um valor médio da tensão de rotura à compressão entre os 28 e os 33 MPa. Note-se que o efeito do envelhecimento não foi tido em conta uma vez que se consideram os elementos estruturais em bom estado de conservação. Por último, há ainda a referir a inspeção feita ao edifício por [36], com o objetivo de estimar as propriedades dos materiais e não só, que, recorrendo apenas ao uso do esclerómetro de *Shmidt*, classificou o betão como sendo da classe de resistência C20/25, apesar da resistência superficial do betão ser significativamente variável. Desta forma, tendo em conta o âmbito desta dissertação, assumiu-se um valor médio de tensão de rotura à compressão de 28 MPa para o betão endurecido até aos dias de hoje.

3.3.2. Aço

Relativamente à qualidade do aço utilizado na construção do caso de estudo, tal como no caso do betão, não há referências explícitas da sua capacidade resistente nas peças a que se teve acesso do projeto original. Ao analisar a generalidade dos cálculos do projeto, é notório que a tensão admissível das armaduras é de 140 MPa. O regulamento de 1935, no que se refere ao aço corrente então disponível, indica uma tensão última de rotura, f_{su} , superior a 370 MPa, uma tensão de cedência superior ou igual a $0,6 f_{su}$, e uma grande ductilidade, definida pela extensão de rotura, ϵ_u , superior a 24%. Nota-se que nesta época os varões de aço eram lisos e os respetivos diâmetros eram definidos em polegadas, com a recomendação de não se utilizar soldadura para a emenda de varões [30]. Adicionalmente neste regulamento, os valores das tensões admissíveis à tração para os aços correntes e de alta resistência eram iguais a 120 MPa e 150 MPa, respetivamente, permitindo, contudo, numa atualização feita ao mesmo regulamento de 1935 pelo decreto-lei nº33021 de 1943, aspeto já referido no betão, que se utilizassem tensões admissíveis maiores, para cada tipo de aço, caso fosse utilizado um betão com resistência à rotura superior a 22,5 MPa aos 28 dias. Desta forma, admitindo o betão com um valor de tensão resistente à rotura de 22,5 MPa, os 140 MPa de tensão admissível para a aço, encontrados na generalidade dos cálculos de projeto, revelam-se coerentes com as prescrições do RBA para os limites de tensão admissíveis dos

aços normais. Face ao exposto, e na falta de mais informações, nesta dissertação admite-se que o aço utilizado em obra corresponde a um aço do tipo normal à data da construção, o que, de acordo com o RBA, está associado a um valor mínimo de tensão de rotura de 370 MPa. Segundo o REBA, verifica-se que os aços com valor da tensão de rotura de 370 MPa pertencem à classe A24, cujo valor característico da tensão de cedência é 240 MPa. Para transformar o valor característico da tensão de cedência para o respetivo valor médio de tensão recorreu-se à expressão (1), de acordo com [42], chegando-se ao valor médio de tensão de cedência do aço considerado de 287,4 MPa.

$$f_k = f_m \times (1 - 1,65 \times) \quad (1)$$

Em que: f_k é o valor característico da tensão de cedência; f_m é o valor médio da tensão de cedência; e é o coeficiente de variação, que se pode assumir como sendo igual a 0,10.

Por último, há que referir ainda que, no que toca ao aço, foi considerada uma alteração considerável das suas propriedades mecânicas, nomeadamente no valor de tensão de cedência, relativamente ao que foi considerado por outros estudos anteriores a este edifício, realizados por [36] e [40]. Estes estudos consideraram o aço utilizado em obra como sendo um A400 ($f_{sy} = 400$ MPa) com base nas indicações do REBA, não havendo referências no projeto e não sendo feitos ensaios para o caracterizar, valor que se considera exagerado face aos aços disponíveis à época.

3.4. Pormenorização de Armaduras e Vulnerabilidades Estruturais

O desempenho sísmico das estruturas está intimamente relacionado com o detalhe estrutural dos seus componentes críticos, responsáveis por resistir às ações horizontais e transmitir as cargas gravíticas até às fundações. Com efeito, para se ter um bom desempenho sísmico é necessário que a estrutura apresente, local e globalmente, uma boa relação entre resistência e ductilidade [22]. No caso de estudo, dimensionado no início da década de 1950, sem o apoio de regulamentação sísmica nacional e onde a questão da ductilidade ainda estava longe de ser discutida, olhando para as peças desenhadas de betão armado, nota-se que a pormenorização à época pode trazer graves consequências na resposta aos sismos.

Pretende-se destacar as principais características do caso em estudo, considerado um exemplo emblemático e representativo das práticas construtivas e de projeto dos edifícios de betão armado de Lisboa da década de 1950 e 1960. Neste sentido, os aspetos estruturais que condicionam o comportamento sísmico do edifício são:

- 1) Descontinuidade de rigidez em altura: Piso térreo vazado (“*Pilotis*”), seguindo o princípio arquitetónico de *Le Corbusier*, característica potenciadora do mecanismo de rotura de “*soft-storey*”.
- 2) Varões lisos: Prática comum nos edifícios de betão armado até aproximadamente 1970 (a consideração de varões nervurados apenas foi introduzida em 1967, com o REBA). Isto torna obrigatório o uso de amarração em gancho, todavia, no que toca aos pórticos, nos nós de ligação viga-pilar, nota-se que os varões eram dispensados no gancho, não dobrando para baixo, o que se traduz numa reduzida eficácia de transmissão de momentos negativos viga-pilar.
- 3) Fundações fracas: Uma vez que se dimensionava maioritariamente para as cargas verticais, os momentos nas fundações podem trazer problemas na resposta aos sismos, dado que, de acordo com a regulamentação atual, a combinação sísmica para as fundações (esforços verticais mais baixos e

momentos fletores mais elevados) é muitas vezes condicionante para a dimensão da sapata. De notar também a inexistência de vigas de travamento a ligar as sapatas pelo que os momentos têm de ser absorvidos pelos pilares. Na Figura 3.6 apresenta-se a peça desenhada de uma sapata de um pilar.

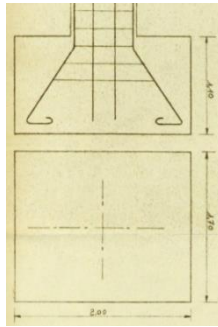


Figura 3.6: Peça desenhada do projeto de estabilidade de uma sapata de um pilar. (Fonte: [35]).

- 4) Juntas de dilatação: Nos desenhos do projeto são preconizadas duas juntas para a maior dimensão do edifício em planta (47 metros), dividindo o edifício em três blocos, o que mostra a preocupação que era tida com o efeito das deformações impostas, nomeadamente a retração do betão, e o pouco conhecimento nesta matéria. Consta-se também a não duplicação de elementos, o que para a resposta à ação sísmica é negativo. No entanto, refere-se que na inspeção ao edifício feita por [36], as juntas não foram encontradas, pelo que estas não serão consideradas na análise.
- 5) Pormenorização dos pilares: (i) Cintagem das armaduras verticais insuficiente (espaçadas, 20 a 30 centímetros, e reduzidas, 6 a 8 milímetros), potenciando a rotura prematura da secção por corte e encurvadura dos varões comprimidos; (ii) Redução de secção em altura apenas de um lado (10 centímetros), gerando discontinuidades e redução da rigidez dos pilares em altura, devido à consideração apenas dos efeitos das ações verticais no dimensionamento. Apresenta-se no Anexo A o quadro de pilares.
- 6) Pormenorização das vigas: (i) Na época era comum a utilização de armaduras inclinadas como uma forma eficiente de resistência ao esforço transversal, consistindo em varões longitudinais que serviam para a flexão e são levantados para servirem ao esforço transversal, evitando-se assim dar comprimento de amarração e economizando aço. No entanto, para resistir à ação sísmica estas armaduras inclinadas não são apropriadas pois apresentam um mau comportamento em caso de inversão de esforços; (ii) Armaduras de esforço transversal, estribos, insuficientes e muito espaçados para garantir a formação de rótulas plásticas com a ductilidade necessária; (iii) Armaduras inferiores nas zonas dos apoios muito reduzidas, uma vez que não se consideravam nos cálculos os efeitos das ações sísmicas que podem originar momentos positivos significativos; e (iv) Transição de secção nas vigas, na ligação ao pilar, o que, sendo menos uniforme, origina caminhos de força descontínuos resultando num pior desempenho estrutural, devido a um insuficiente reforço dos nós de ligação pilar-viga. A Figura 3.7 ilustra estas condições.

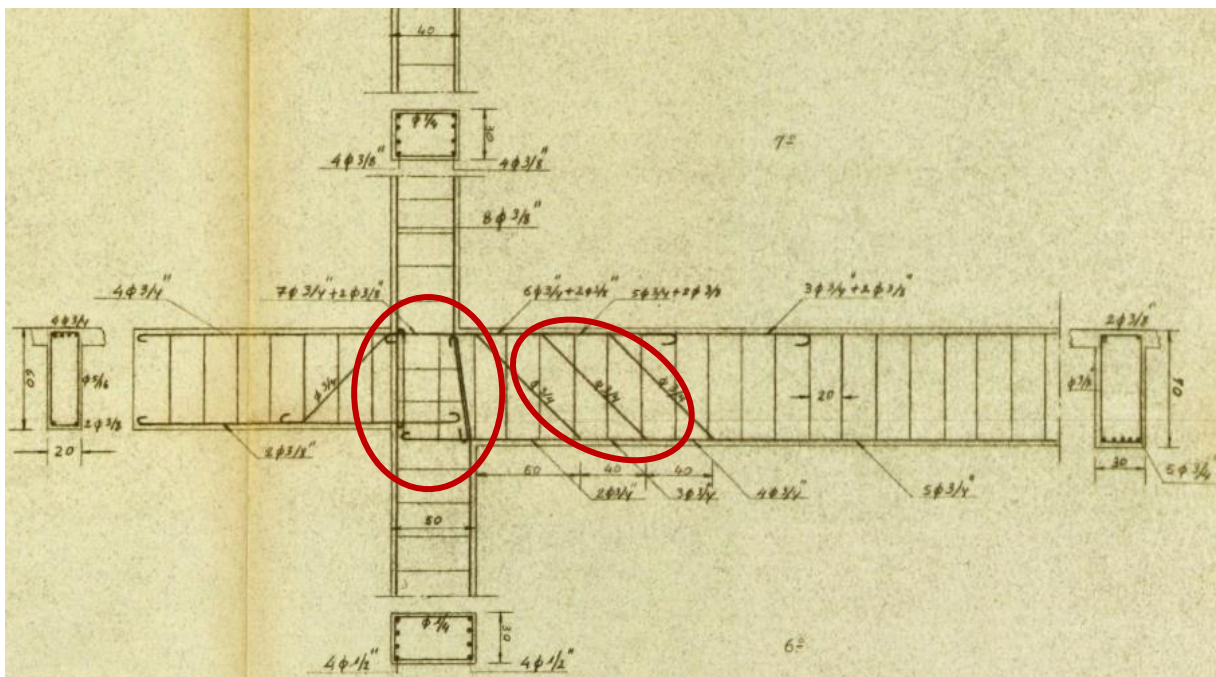


Figura 3.7: Peça desenhada do pormenor da ligação de um pórtico tipo. (Fonte: [35])

- 7) Pilares mais “fracos” que as vigas: causa a formação das rótulas plásticas nos pilares gerando-se o mecanismo de piso flexível, sendo atualmente no EC8-1 este assunto bem tratado e evitado com as regras do “*capacity design*”. Destaca-se a tendência crescente para o desenvolvimento deste mecanismo em altura devido à redução sucessiva dos pilares em altura (secção reduz 10 centímetros de comprimento a cada 2 pisos de apenas um lado), ao contrário das vigas, que mantêm a secção praticamente constante em altura.

Em suma, como se pode constatar com a análise das peças do projeto original, com desenhos muito bem detalhados e segundo as boas práticas da época, existem deficiências graves de pormenorização de armaduras em vigas e pilares que conduzem a uma ductilidade reduzida da estrutura que, associada ainda a outras vulnerabilidades, como a visível irregularidade em altura, pela sua conceção arquitetónica, tornam este edifício bastante vulnerável sismicamente. Assim, salienta-se novamente a importância da análise da vulnerabilidade sísmica deste tipo de edifícios antigos, sem características sismorresistentes, para se proceder ao seu reforço de modo a que possam resistir à inevitável ocorrência de sismos.

3.4. Resumo dos Estudos feitos ao Edifício

Alguns estudos, nomeadamente [36] e [40], realizaram análises não lineares dinâmicas para verificar a segurança sísmica do edifício, de acordo essencialmente com recomendações internacionais para os níveis de deformação admissíveis entre pisos, e propõem soluções de reforço estrutural. Relativamente à modelação numérica, na maioria dos estudos já realizados ao edifício, o programa de análise não-linear de estruturas utilizado foi o *PORANL*, desenvolvido por Varum (1996), com exceção apenas em [40], que foi utilizado o programa mais recente, *Seismostruct* 2013.

Relativamente à descrição estrutural, foi realizada uma inspeção por [34] com os objetivos não só de avaliar as propriedades mecânicas dos materiais (como já referido na classificação dos materiais em 3.3.1. e 3.3.2.),

como também de verificar a geometria e a posição dos elementos estruturais e das armaduras, e de estimar experimentalmente as frequências próprias do edifício. As frequências próprias de vibração do edifício, identificadas em cada direção com o auxílio de acelerómetros, apresentam-se na Tabela 3.2. Foi utilizado um detetor de armaduras para aferir o recobrimento, a posição e diâmetro dos varões, bem como o lazer e a fita métrica para verificar dimensões dos elementos estruturais, permitindo confirmar o descrito no projeto.

Tabela 3.2: Frequências fundamentais medidas "in situ" em [36]

Frequências fundamentais (Hz)		
Direção		
Longitudinal	Transversal	Vertical
1,08	1,75	8,79

No que diz respeito aos resultados obtidos no estudo feito por [36], foram realizadas análises não lineares dinâmicas para três séries de sismos, que permitem confirmar que as exigências de deformação se concentram ao nível do piso térreo para ambas as direções. Assim, segundo recomendações internacionais (ATC-40 e Vision2000), o edifício garante a segurança, em termos de valores de *drift* máximo, para as três séries de acelerogramas estudados na direção transversal, ao passo que, na direção longitudinal, este não verifica a segurança apenas para uma série de acelerogramas.

Na análise feita por [40] através do programa *Seismostruct* 2013, que permite a modelação tridimensional e utiliza um modelo de fibras baseado em elementos finitos, foram realizadas análises não-lineares, estáticas e dinâmicas. Analisando os resultados do *drift* máximo do primeiro piso de ambas as direções do edifício, pode-se verificar que a segurança do edifício não é garantida para ambas as direções do edifício, segundo recomendações internacionais, Vision2000 [43] e FEMA -356 [44]. O autor concluiu que é fundamental o reforço do edifício no rés-do-chão por forma a corrigir/eliminar o mecanismo de "*soft-storey*", sendo a direção longitudinal a direção com mais necessidade de reforço estrutural.

Apresenta-se na Tabela 3.3 uma comparação entre os resultados obtidos em alguns destes estudos, em termos de *drift* máximo e corte basal máximo, em análises não lineares dinâmicas efetuadas em modelos numéricos com a consideração das paredes de alvenaria, para um nível de ação sísmica equivalente a um período de retorno de 475 anos.

Tabela 3.3: Comparação de resultados de avaliações ao caso de estudo, em termos de *Drift* máximo e *Corte Basal* máximo, resultantes de análises não lineares dinâmicas efetuadas em modelos numéricos com a consideração das paredes de alvenaria, para um nível de ação sísmica equivalente a um período de retorno de 475 anos.

Estudo	Programa Computacional	Direção	<i>Drift</i> máximo 1º piso (%)	Corte basal máximo (KN)
(Rodrigues, 2005) [36]	PORANL	Longitudinal (X)	1,10	3500
		Transversal (Y)	0,30	7000
(Milheiro, 2008) [38]	PORANL	Longitudinal (X)	1,13	1113
		Transversal (Y)	0,55	6000
(Furtado, 2013) [40]	SEISMOSTRUCT	Longitudinal (X)	1,30	4000
		Transversal (Y)	0,55	8300

Capítulo 4 – Métodos de Avaliação Expeditos

4.1. Introdução

Os estudos sobre a avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes de betão armado têm como quadro de referência o EC8-3 [9]. Contudo, neste regulamento é introduzida uma complexidade nas análises e uma diversidade de informação necessária para a sua aplicação consideráveis. Assim, torna-se oportuno o desenvolvimento de métodos de avaliação mais expeditos, sem necessidade de recorrer a análises que requerem um conhecimento aprofundado em engenharia sísmica, e que constituem uma ferramenta de rastreio [45].

Neste sentido, em 2019, enquadrado pela Portaria n.º 302/2019 referente à avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios existentes, surge um estudo resultante da cooperação entre o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e a Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES) onde são propostos dois métodos expeditos. Na literatura é possível encontrar outras propostas para a avaliação expedita de edifícios existentes, nomeadamente o Método Japonês, o P25 Scoring Method ou o FEMA P-154, entre outros. Destaca-se a designada metodologia ICIST/ACSS (Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e Construção, do Instituto Superior Técnico, e Administração Central do Sistema de Saúde, IP, do Ministério da Saúde) que foi desenvolvida no IST com base no Método Japonês, ajustada ao EC8-1 e à realidade nacional, nomeadamente ao Anexo Nacional do Eurocódigo 8.

Neste capítulo, será feita uma apresentação genérica das metodologias LNEC/SPES [11] e ICIST/ACSS [10], seguida das respetivas aplicações ao caso de estudo. Estes métodos serão depois comparados, aferindo-se os danos expectáveis no edifício em estudo.

4.2. Apresentação das Metodologias

4.2.1. Metodologia LNEC/SPES

O principal objetivo deste estudo é definir dois procedimentos expeditos que permitam avaliar a segurança sísmica de uma subclasse considerável edifícios existentes de betão armado, sem necessidade de recorrer a análises mais complexas, nem a modelos numéricos.

Segundo o guião [11] a avaliação estrutural de edifícios de betão armado pode ser realizada através de 4 metodologias, Métodos I a IV, que apresentam níveis crescentes de precisão e complexidade. A escolha do método de avaliação a utilizar depende da conformidade do edifício relativamente a determinados critérios (conforme ilustrado na Figura 4.1): (i) classe de importância, definida de acordo com o EC8-1; (ii) condições geotécnicas locais, como definido na norma portuguesa do EC8-1; (iii) interação com edifícios adjacentes; (iv) número de pisos; e (v) regularidade estrutural, de acordo com o EC8-1.

Desta forma, apesar do edifício em estudo ser de classe de importância II, ser isolado e estar implantado em terreno do tipo A, é evidente que existem requisitos de aplicabilidade dos métodos expeditos que o edifício não verifica, nomeadamente o número de pisos (máximo de 4) e a regularidade estrutural, o que à partida recomenda que deva ser utilizado o método de referência, detalhado em EC8-3 [9]. Note-se que, associado ao requisito do número de pisos, existe uma condição relativa à área de implantação que o edifício em estudo também não

cumprir, uma vez que a área em planta deste é cerca de 512m², sendo o limite igual a 400m². Com a limitação do número de pisos pretende-se garantir que os métodos simplificados são aplicados apenas a edifícios que apresentem um comportamento dinâmico que não seja condicionado pela contribuição de modos de vibração de ordem superior, cujos efeitos são difíceis de ter em conta através de métodos de análise globais [45]. No entanto, apesar do caso de estudo não verificar este requisito, pode-se confirmar na secção 5.3.7. que é mobilizada quase a totalidade da massa da estrutura em cada modo principal, pelo que os 3 primeiros modos de vibração consideram-se suficientes para caracterizar o comportamento dinâmico da estrutura. Por outro lado, as limitações relativas à regularidade pretendem garantir que o edifício em avaliação tenderá a apresentar um comportamento dinâmico previsível e com o mínimo de singularidades que representem potenciais vulnerabilidades de comportamento dinâmico para a ação sísmica. Neste sentido, é importante realçar que, nos métodos expeditos, os valores propostos para a caracterização da capacidade resistente dos edifícios foram definidos, do ponto de vista estatístico, tendo como casos de estudo edifícios regulares, pelo que é necessário ter algum cuidado com a sua aplicação a edifícios irregulares, como é o caso do edifício em estudo.

Assim, apesar de o caso de estudo não se enquadrar em todos os requisitos dos métodos expeditos, os métodos I e II serão aplicados e será feita uma análise comparativa destes, com vista a aferir a viabilidade da sua utilização em edifícios irregulares de maior envergadura e se, de facto, os resultados das suas avaliações conduzem a resultados mais conservativos em relação ao método de referência.

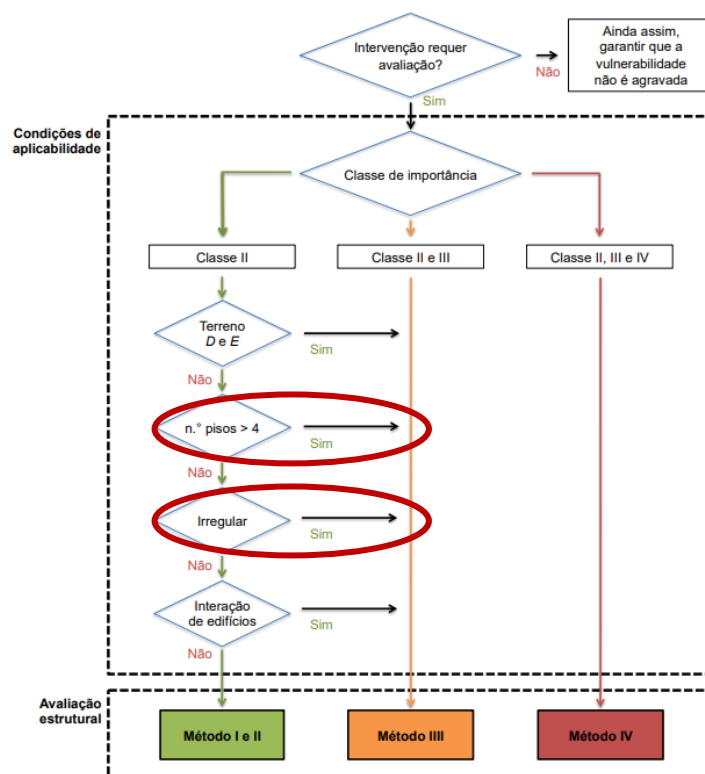


Figura 4.1: Enquadramento das condições de aplicabilidade dos métodos expeditos. (Adaptado de [45])

Os métodos I e II são os dois métodos expeditos propostos que permitem avaliar a resistência de edifícios de betão armado apenas com base nas propriedades geométricas (método I) e também mecânicas (método II) dos elementos verticais. O método III é o método de referência, correspondente ao processo de avaliação detalhado no EC8-3 e, finalmente, relativamente ao método IV, dada a complexidade das análises envolvidas, a

sua aplicabilidade é recomendada apenas a estruturas de classe III ou IV. O resumo dos principais parâmetros e requisitos associados aos métodos de avaliação I, II e III encontram-se na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Requisitos e parâmetros associados aos métodos I, II, e III. (Adaptado de [45])

Método	Conhecimento necessário	Parâmetros de avaliação
Método III	Geometria do edifício	Rotação da corda e Resistência ao corte de todos os elementos estruturais
	Geometria dos elementos estruturais	
	Propriedades dos materiais	
	Disposição das armaduras	
Método II	Geometria do edifício	Coeficiente sísmico
	Secção transversal dos pilares	
	Quantidade e resistência das armaduras longitudinais e transversais	
Método I	Geometria do edifício	Porcentagem da área de pilares relativamente à área dos pisos
	Secção transversal dos pilares	

4.2.1.1. Método I

De acordo com o método I, a segurança estrutural relativamente à ação sísmica é verificada se, ao nível de cada piso j , a percentagem de área de pilares existentes relativamente à área do piso, $A_{PC,j}$, for igual ou superior à percentagem de área de pilares exigida, $A_{PE,j}$:

$$\frac{\sum_{i=1}^n A_{P,i,j}}{A_E} = A_{PC,j} \geq A_{PE,j} = \eta_j \times A_{PE} \quad (2)$$

Onde: $A_{P,i,j}$ é a área de pilares ao nível do piso; A_E é a área total do piso; e A_{PE} é a percentagem de área de pilares exigidos e em que n é o número de elementos verticais num dado piso j .

Os valores do coeficiente η_j e da percentagem de pilares exigidos, A_{PE} , encontram-se em anexo nas Tabelas B1 e B2, respetivamente, no Anexo B.

4.2.1.2. Método II

De acordo com o método II, a segurança sísmica do edifício é verificada se, ao nível de cada piso j , e em cada direção principal do edifício, a capacidade resistente do edifício, medida em termos do coeficiente sísmico, $CS_{C,j}$, for igual ou superior ao coeficiente sísmico exigido, $CS_{E,j}$:

$$\frac{\sum_{i=1}^n \min(V_{F,i}, V_{C,j})}{\sum_{j=1}^n (W_{E,j} \cdot A_{S,j})} = \frac{V_{H,j}}{W_E} = CS_{C,j} \geq CS_{E,j} = \eta_j \times CS_E \quad (3)$$

Onde: $V_{F,j}$ e $V_{C,j}$ representam a resistência dos pilares de um piso j devido a mecanismos de flexão e corte, respetivamente, e W_E a massa do edifício, para a combinação sísmica.

Os valores do coeficiente η_j são os mesmos do método anterior (Tabela B2) e os valores do coeficiente sísmico global exigido, CS_E , são apresentados em anexo na tabela B3, em função do número de pisos do edifício, zona sísmica e tipo de terreno onde o edifício se encontra implantado.

No que diz respeito à capacidade resistente do edifício, esta é definida como o rácio entre a resistência horizontal de um piso $V_{H,j}$ (com a possibilidade dos pilares poderem desenvolver mecanismos de flexão e corte) e o peso total do edifício correspondente à combinação sísmica de ações, W_E . A estimativa da resistência a forças horizontais de um pilar genérico i devido a mecanismos de flexão e corte pode ser determinada através das expressões (4) e (5), respetivamente:

$$V_{F,i} = 1,24 \left(\frac{b_i h_i^2 \rho_{l,i} f_{yl}}{L_{v,i}} \right)^{0,73} \quad (4)$$

$$V_{C,i} = 0,87 A_{c,i} \left(\tau_c \left[1 - 0,16 \min \left(5; \frac{L_{v,i}}{h_i} \right) \right] + \rho_{w,i} f_{yw,i} \right) \quad (5)$$

Em que: b_i, h_i representam a largura e altura, segundo a direção de carga em consideração, da secção transversal do pilar i , respetivamente; $\rho_{l,i}$ é a taxa total da armadura longitudinal do pilar i ; f_{yl} é o valor médio da tensão de cedência das armaduras longitudinais dos pilares; $L_{v,i}$ é a distância entre a extremidade dos pilares e o ponto de inflexão, considerado igual a metade da altura do pilar, visto que se podem considerar bi-encastados; $A_{c,i}$ é a área da secção transversal do pilar i ; τ_c é a tensão de corte equivalente associada a mecanismos de corte dos pilares, com o valor de 0,24 MPa, como deduzido pela metodologia; $\rho_{w,i}$ representa a taxa total da armadura transversal do pilar i ; e $f_{yw,i}$ é o valor médio da tensão de cedência das armaduras transversais dividido por um fator de segurança de 1,55 (resultante da multiplicação do fator de segurança para o aço de 1,15 por um fator de conhecimento de 1,35).

4.2.2. Metodologia ICIST/ACSS

A metodologia ICIST/ACSS é um método expedito e resulta de uma parceria celebrada em 2006 entre a DGIES/MS e o ICIST/IST. Na altura, foi solicitado ao ICIST/IST que desenvolvesse uma metodologia expedita de avaliação do risco sísmico de unidades de saúde, baseada numa metodologia original Japonesa e ajustada à realidade Portuguesa, nomeadamente ao Anexo Nacional do EC8-1.

O documento base da metodologia ICIST/ACSS é o “*Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings*”, da “*Japan Building Disaster Prevention Association*”, que apresenta 3 níveis de avaliação, com complexidades e fiabilidades crescentes. O nível escolhido para ser adotado foi o primeiro, sendo o mais expedito e o que requer menos informação sobre a estrutura. O objetivo primordial desta metodologia é a rapidez de avaliação para efeitos de rastreio de unidades de saúde, podendo facilmente ser adaptada a outro tipo de edifícios de betão armado. Uma completa e detalhada descrição desta metodologia pode ser encontrada em [46] em [47].

As condições de aplicabilidade desta metodologia são: (i) Número de pisos elevados até 9, inclusive; (ii) Existência de estrutura com malha ortogonal em planta; (iii) Pisos com comportamento indeformável no seu plano; e (iv) Sistema estrutural resistente para as ações horizontais em betão armado, eventualmente complementado por alvenaria estrutural. Desta forma, o caso de estudo enquadra-se bem nestes requisitos.

De uma forma geral, a metodologia ICIST/ACSS consiste na determinação e comparação de dois índices adimensionais, o índice de desempenho sísmico, I_S , e o índice de solicitação sísmica, I_{S0} , correspondentes à resistência e à ação, respetivamente, o que se traduz numa verificação das forças de corte em todos os pisos elevados e segundo as duas direções horizontais principais:

$$I_S \geq I_{S0} \quad (6)$$

Note-se que a metodologia só é válida se a diferença entre os dois índices for superior a 20%, caso contrário é considerada inconclusiva e sugerem-se estudos mais aprofundados.

4.2.2.1. Índice de Desempenho Sísmico (I_S)

O índice de desempenho sísmico, I_S , que representa a capacidade resistente ao corte, é determinado para cada piso e direção horizontal através da expressão (7):

$$I_S = E_0 \times S_D \times T \quad (7)$$

Em que:

- E_0 : Sub-índice de desempenho sísmico de referência;
- S_D : Sub-índice de irregularidade estrutural;
- T : Sub-índice de deterioração temporal.

Sub-índice de Desempenho Sísmico de Referência (E_0)

Para o cálculo do sub-índice de desempenho sísmico de referência, E_0 , é necessário classificar todos os elementos verticais pertencentes à estrutura sismo-resistente, que contribuem para a resistência ao corte no piso, nas seguintes categorias:

- **Colunas curtas (SC)**: elemento linear vertical, cujo quociente entre a maior e a menor dimensão da secção transversal é inferior a quatro e em que a relação $\frac{h_0}{D}$ é igual ou inferior a dois;
- **Paredes resistentes de betão armado (W)**: elemento linear vertical, cujo quociente entre a maior e a menor dimensões da secção transversal é superior a quatro;
- **Pilares (C)**: elementos lineares verticais cujo rácio entre as dimensões maior e menor da secção transversal é inferior a 4, sendo que neste caso ainda se podem considerar duas subcategorias, pilares C_1 quando $2 < \frac{h_0}{D} \leq 6$ e C_2 , quando $\frac{h_0}{D} > 6$.

A altura útil, h_0 , e a largura do pilar, D , são avaliados de acordo com a Figura 4.2, para cada direção horizontal.

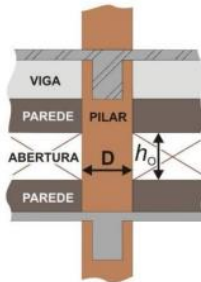


Figura 4.2: Altura livre, h_0 , e largura, D , do pilar. (Fonte: [10])

Classificados os elementos verticais, é possível calcular o sub-índice de desempenho sísmico de referência para cada piso, segundo cada uma das direções principais, recorrendo à expressão (8):

$$E_0 = \phi (\alpha_1 \times C_{SC} + \alpha_2 \times C_W + \alpha_3 \times C_C) \times F \quad (8)$$

Cujas variáveis têm o seguinte significado:

- ϕ : Fator de modificação ao corte, dado pela expressão $\phi = \frac{n+1}{n+i}$, em que n é o número total de pisos elevados e i é o número do piso em avaliação;
- C_{SC} , C_W , C_C : Índices de resistência das colunas curtas (SC), das paredes resistentes de betão armado (W) e dos pilares (C1 e C2), respetivamente. Em que: $C_i = \frac{\sum A_i \tau_i}{\sum W} \beta_c \times 1000$, com A_i , τ_i e β_c a representarem, por essa ordem, a área transversal e a tensão média ao corte do elemento i (SC, W ou C), e o fator de correção da classe

de resistência do betão à compressão. O denominador $\sum W$ corresponde ao peso total dos pisos situados acima do nível analisado e β_c é determinado por $f_c/20$ ou $\sqrt{f_c/20}$, respetivamente nos casos em que a tensão de rotura do betão à compressão é inferior ou superior a 20 MPa;

- α_i : Fator de redução da capacidade resistente;

- F : Índice de ductilidade dos elementos verticais, que varia consoante a rotura do piso seja do tipo A ($F=0,8$) ou não ($F=1,0$).

É interessante perceber o significado dos fatores de redução da capacidade resistente, α_i , como se pode inferir da observação da Figura 4.3. De facto, quando um piso é sujeito a forças horizontais, a resistência ao corte do seu conjunto de elementos estruturais verticais, não é a soma das várias resistências máximas, porque estas ocorrem para diferentes níveis de deslocamentos. Deste modo, estes fatores permitem definir cenários diferentes consoante o modo de rotura expectável dos elementos do piso para um certo nível de deslocamento, avaliando a percentagem de resistência mobilizada por cada categoria de elementos verticais. Quanto aos tipos de rotura considerados, estes são identificados de A (frágil) a C (dúctil), correspondendo-lhes os fatores de redução das capacidades resistentes indicados na Tabela 4.2.

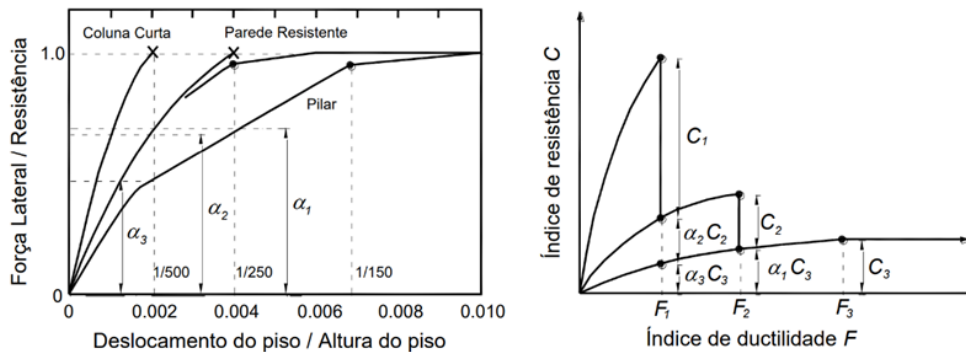


Figura 4.3: Combinação das capacidades resistentes, fatores α_i . (Fonte: [10])

Tabela 4.2: Modos de rotura e fatores de redução α_i

Tipo de Rotura	α_1	α_2	α_3	Elementos condicionantes na rotura
A (Frágil)	1,0	0,7	0,5	Colunas Curtas
B (Pouco Frágil)	0,0	1,0	0,7	Paredes de betão armado
C (Dúctil)	0,0	0,0	1,0	Pilares de betão armado

Relativamente às tensões médias ao corte dos pilares (C_1 e C_2), únicos elementos verticais resistentes existentes no caso de estudo, a metodologia ICIST/ACSS recomenda valores na ausência de ensaios experimentais de caracterização de materiais, respetivamente $\tau_{C1} = 1,0MPa$ e $\tau_{C2} = 0,7MPa$ para os pilares do tipo C_1 e C_2 . Contudo, há que ressaltar que estes valores de tensão são aplicados uniformemente a todos os pilares da mesma categoria, sem ter em conta fatores como o modo de rotura do elemento, corte ou flexão, a época de conceção da estrutura, a área de armadura longitudinal e transversal, a área da secção transversal, o nível de esforço axial do elemento ou plano de flexão do elemento. Desta forma, segundo a análise feita em [48] com o objetivo de calibrar a metodologia a nível da resistência de elementos verticais, os valores de tensões médias ao corte propostos na metodologia podem, de facto, não representar do melhor modo a realidade do edificado existente em Portugal, especialmente o mais antigo, realçando a necessidade de catalogar estas tensões segundo a época de projeto. Assim, o mesmo autor procede a uma divisão histórica do parque

construído tendo em conta as diferentes características de resistência encontradas em estruturas de épocas distintas, tanto ao nível das resistências dos materiais como em termos de áreas de armaduras longitudinais e transversais, comparando-as, paralelamente, à evolução das práticas de dimensionamento com a introdução dos diferentes regulamentos. Por conseguinte, é sugerido em [48] que as tensões médias ao corte, inicialmente propostas pela metodologia ICIST/ACSS, sejam calculadas através da equação (9) e passem a designar-se tensões médias resistentes de cálculo, τ_{Rd} , uma vez que passam a ter em conta o modo de rotura do elemento e a seguir a metodologia das normas europeias, os Eurocódigos, com aplicação à época de construção do edifício em causa. Salienta-se que, de acordo o levantamento feito em [48], para a época entre 1935 e 1967 sem dimensionamento sísmico, as tensões médias resistentes de cálculo devem ser calculadas com base na área de armadura mínima de flexão, mantendo o carácter expedito da metodologia, uma vez que a área de armadura média longitudinal se encontra bastante próxima da área de armadura mínima.

$$\tau_{Rd} = \frac{\min\{V_{Rd}^C, V_{Rd}^F\}}{b \cdot h} \quad (9)$$

Em que: V_{Rd}^C e V_{Rd}^F representam o esforço transversal resistente correspondente à armadura de esforço transversal (rotura por corte) e ao momento fletor resistente (rotura por flexão), respetivamente, e b e h a dimensão paralela e perpendicular ao eixo de flexão, respetivamente.

Verifica-se que os valores de áreas de armadura longitudinal do edifício em questão (Tabela B6) são ligeiramente superiores aos valores mínimos prescritos no RBA (ver Tabela B4 no Anexo B.1), considerando-se aceitáveis e conservativos os valores de tensão média resistente de cálculo de pilares propostos por [48], apesar de resultarem de uma amostragem reduzida. De notar também que os valores de tensões médias resistentes propostos por [48] se encontram próximos dos valores deduzidos de tensões de corte em [11] para aplicação no método II da metodologia expedita LNEC/SPES. Na Tabela 4.3, com base em [48], apresenta-se a análise comparativa entre os valores de tensões médias resistentes de cálculo ao corte para a época de construção do caso de estudo, com os valores sugeridos inicialmente pela metodologia ICIST/ACSS. Verifica-se que as tensões médias correspondentes à época do RBA são inferiores às apresentadas na metodologia original ICIST/ACSS, justificando-se a necessidade de encontrar valores que traduzam a realidade nacional da época.

Tabela 4.3: Valores de tensão média resistente de cálculo para $\nu=0,5$ em MPa. (Adaptado de [48])

Tipo de Coluna	Tensão média ao corte (MPa)	Tensão média resistente de cálculo para $\nu=0,5$ em MPa	
		RBA sem dimensionamento sísmico (1935-1967)	
	ICIST/ACSS	Segundo a maior inércia	Segundo a menor inércia
C_1	1000	391-421	290-307
C_2	700	235-258	216-221

Face ao exposto, considera-se interessante aplicar a metodologia ICIST/ACSS utilizando não só os valores de tensão média ao corte de pilares propostos pela mesma (designado “Caso 1” na aplicação da metodologia), como também, os valores de tensão média resistente resultantes da calibração feita por [48] (designado “Caso 2” na aplicação da metodologia), observando as diferenças daí resultantes.

Sub-índice de irregularidade estrutural (S_D)

O sub-índice S_D reflete a influência das características do edifício prejudiciais ao seu comportamento sísmico, tais como irregularidades na solução estrutural, assimetrias na distribuição de massa e rigidez em altura ou planta, minorando, assim, a capacidade de resistência sísmica do edifício, através da multiplicação dos fatores individuais referentes a cada um dos tipos de irregularidades a considerar:

$$S_D = q_{1a} \times q_{1b} \times q_{1c} \times q_{1d} \times q_{1e} \times q_{1f} \times q_{1g} \times q_{1h} \times q_{1i} \quad (10)$$

Em que: cada fator, q_{1a} a q_{1i} , traduz o valor da redução correspondente à respetiva irregularidade considerada e podem ser determinados pelas seguintes equações, (11) e (12), cujos significados e valores são retirados da Tabela 4.4.

$$q_{1i} = [1 - (1 - G_i) \cdot R_{1j}] \quad \text{com } i = a, b, c, d, e, f, h, i \quad (11)$$

$$q_{1g} = [1,2 - (1 - G_i) \cdot R_{1j}] \quad (12)$$

Tabela 4.4: Valores das variáveis G_i e R_{1j}

		G_i			R_{1j}	
		1	0,9	0,8	-	
Regularidade em Planta	a	Regularidade	Regular	Intermédio	Irregular	1,0
	b	Relação entre dimensões em planta	$b \leq 5$	$5 < b \leq 5$	$b > 8$	0,5
	c	Contração em planta	$c \geq 0,8$	$0,5 \leq c < 0,8$	$c < 0,5$	0,5
	d	Juntas de dilatação	$d \geq 1/100$	$1/200 \leq d < 1/100$	$d < 1/200$	0,5
	e	Átrio ou pátio interior	$e \leq 0,1$	$0,1 < e \leq 0,3$	$e > 0,3$	0,5
	f	Excentricidade do átrio ou pátio interior	$f_1 \leq 0,4 \wedge f_2 < 0,1$	$f_1 \leq 0,4 \wedge 0,1 < f_2 \leq 0,1$	$f_1 > 0,4 \wedge f_2 > 0,3$	0,2 5
Regularidade em Altura	g	Pisos enterrados	$h \geq 1,0$	$0,5 \leq h < 1,0$	$h < 0,5$	1,0
	h	Uniformidade da distância entre pisos	$i \geq 0,8$	$0,7 \leq h < 0,8$	$i < 0,7$	0,5
	i	Uniformidade da rigidez dos elementos verticais em altura	Existente	Inexistente	Inexistente com efeito de torção	1,0

Apresenta-se em [47] uma descrição mais aprofundada da forma de classificação das irregularidades, sendo de referir, no caso de estudo, as irregularidades em altura do tipo h (irregularidade da distância entre pisos) e i (irregularidade da rigidez dos elementos verticais em altura).

Sub-índice de Deterioração Temporal (T)

Por último, com o sub-índice de deterioração temporal, T , pretende-se quantificar o impacto que a deterioração estrutural (como fendilhação, deformação excessiva e envelhecimento, entre outras) pode ter na redução da capacidade de resistência sísmica do edifício. O valor do sub-índice a adotar deverá ser o mais gravoso, ou seja, o menor dos itens listados na Tabela B5 no Anexo B.1 que o edifício verifique.

4.2.2.2. Índice de Solicitação Sísmica (I_{SO})

O índice de solicitação sísmica, I_{SO} , representa um coeficiente sísmico dado pela seguinte equação:

$$I_{SO} = \frac{S_d(T_1) \cdot \lambda_{x1} \cdot \chi}{g} \quad (13)$$

Onde: $S_d(T_1)$ representa o espectro de resposta de dimensionamento, de acordo com o Anexo Nacional do EC8; g é a aceleração da gravidade ($9,8\text{ms}^{-2}$); λ_{x1} é a percentagem de massa mobilizada no primeiro modo de vibração; e χ é o coeficiente de modificação caso o período de vida útil a considerar seja diferente de 50 anos.

Para o cálculo da ordenada espectral correspondente ao período fundamental $S_d(T_1)$ da estrutura, há que referir um aspeto relacionado com a determinação do coeficiente de comportamento q , sendo que as restantes variáveis que definem o traçado do espectro devem ser determinadas de acordo com o EC8-1, podendo o período da estrutura, T_1 , ser calculado por expressões simplificadas ou recorrendo a uma análise modal do modelo numérico da estrutura. A metodologia ICIST/ACSS sugere que o coeficiente de comportamento seja determinado de forma autónoma do proposto no EC8-1, uma vez que os efeitos prejudiciais das irregularidades já são tidos em conta de outra forma. Assim, segundo a metodologia, preconiza-se para o coeficiente de comportamento os valores de 3,0 e 2,0, para edifícios porticados e edifícios em que se considere o contributo das alvenarias, respetivamente, sendo este último o valor considerado para o caso de estudo.

4.3. Aplicação das Metodologias ao Caso de Estudo

4.3.1. Aplicação da Metodologia LNEC/SPES

4.3.1.1. Método I

Primeiramente, em relação ao número de pisos, como já referido, o edifício em estudo não cumpre o requisito deste método (máximo de 4 pisos), o que, na prática, tem influência na determinação dos coeficientes η_j e A_{PE} . Deste modo, como adaptação a este método, visto que a secção dos pilares do edifício diminui em altura a cada 2 pisos, admite-se que os 4 pisos definidos nas Tabelas B1 e B2 em anexo correspondem aos pisos do edifício em que a secção dos pilares muda, respetivamente aos pisos 1, 4, 6 e 8, sendo que, para os restantes pisos interpolam-se os valores do coeficiente η_j . Nota-se também que esta adaptação procura ser coerente com a evolução das forças de corte em altura, pretendida com a distribuição dos parâmetros por pisos definida no método.

Neste sentido, sabendo que o edifício se encontra na zona sísmica 1.3 (para o sismo do tipo 1), assente em um terreno do tipo A obtém-se o valor de 1,5 para a área de pilares exigida, A_{PE} , de acordo com a tabela B2 (parâmetros definidos na norma portuguesa do EC8-1 [24]). De seguida, calcula-se a área de pilares ao nível de cada piso, $A_{P,ij}$, e a área total do piso, A_E , e determina-se o rácio entre a área de pilares ao nível do piso e a área total do piso $A_{PC,j}$, cujos valores se encontram na Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Valores da percentagem de área de pilares exigida, A_{PE} , e da percentagem de área de pilares existentes relativamente à área do piso, $A_{PC,j}$

Piso	Pilares			$A_{P,i,j}$ (m^2)	A_E (m^2)	$A_{PC,j}$ (%)	A_{PE}		η_j	$A_{PE,j}$ (%)
	h(m)	b(m)	nº/piso				Zona 1.3	Terreno A		
1	0,75	0,40	24	7,2	511,7	1,41	1,5		1,00	1,50
2	0,70	0,30	24	5,0	511,7	0,98	1,5		0,96	1,44
3	0,70	0,30	24	5,0	511,7	0,98	1,5		0,93	1,40
4	0,60	0,30	24	4,3	511,7	0,84	1,5		0,90	1,35
5	0,60	0,30	24	4,3	511,7	0,84	1,5		0,80	1,20
6	0,50	0,30	24	3,6	511,7	0,70	1,5		0,70	1,05
7	0,50	0,30	24	3,6	511,7	0,70	1,5		0,55	0,83
8	0,40	0,30	24	2,9	511,7	0,56	1,5		0,40	0,60
9	0,40	0,30	24	2,9	511,7	0,56	1,5		0,40	0,60

Por fim, procede-se à verificação da segurança, comparando a percentagem de área de pilares existentes relativamente à área do piso, $A_{PC,j}$, com a percentagem de área de pilares exigida, $A_{PE,j}$, como se pode observar na Figura 4.4. Conclui-se que o edifício não cumpre a segurança, uma vez que a exigência é superior à capacidade em todos os pisos.

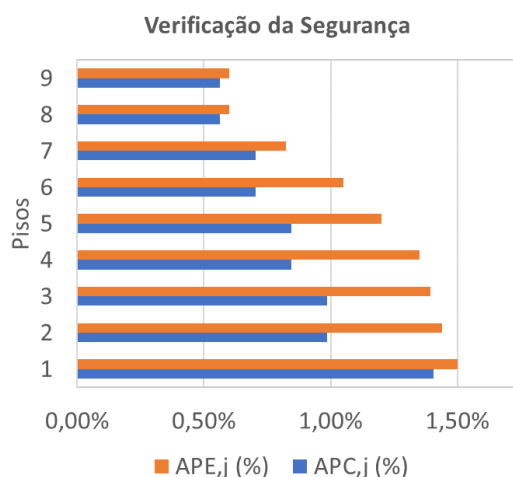


Figura 4.4: Avaliação da segurança de acordo com o Método I da Metodologia LNEC/SPES

4.3.1.2. Método II

Começa-se por determinar a exigência estrutural relativamente à ação sísmica em cada piso, traduzida pelo coeficiente sísmico exigido, $CS_{E,j}$, multiplicando o valor de CS_E pelo valor do coeficiente η_j , conforme mostra a Tabela 4.12. De maneira idêntica ao método I, dada a incompatibilidade do número de pisos do edifício com a definição dos coeficientes CS_E e η_j , como adaptação a este método, considera-se que os 4 pisos definidos nas respetivas tabelas do método correspondem aos pisos 1, 4, 6 e 8 reais, interpolando, a partir destes, os valores dos coeficientes para os restantes pisos.

Relativamente à capacidade resistente do edifício, remete-se para o Anexo B.2 na Tabela B6 a determinação das características geométricas e materiais dos pilares dos diferentes pórticos, cuja localização em planta se ilustra na Figura 3.5. Desta forma, é possível calcular a resistência horizontal de cada piso através da determinação da resistência dos pilares a mecanismos de corte e flexão e do peso total do edifício para a

combinação sísmica de ações (8kN/m² – ver secção 5.3.5.1.), cujos valores são apresentados na Tabela 4.6. Os cálculos preliminares para a determinação destes parâmetros encontram-se no Anexo B.2 nas Tabelas B7 e B8.

Tabela 4.6: Valores dos coeficientes CS_E e η_j e do Coeficiente Sísmico do edifício, $CS_{C,j}$.

Piso	CS_E		η_j	$CS_{E,j}$	$V_{H,j,x}$ (KN)	$V_{H,j,y}$ (KN)	$W_{E,j}$ (KN)	$CS_{C,j,x}$	$CS_{C,j,y}$
	Zona 1.3	Terreno A							
1	0,11		1,00	0,11	1240	1961	3992	0,035	0,055
2	0,11		0,96	0,11	1062	2117	3992	0,030	0,059
3	0,11		0,93	0,10	1062	2219	3992	0,030	0,062
4	0,11		0,90	0,10	910	1532	3992	0,025	0,043
5	0,11		0,80	0,09	910	1532	3992	0,025	0,043
6	0,11		0,70	0,08	545	792	3992	0,015	0,022
7	0,11		0,55	0,06	545	792	3992	0,015	0,022
8	0,11		0,40	0,04	372	459	3992	0,010	0,013
9	0,11		0,40	0,04	355	438	3992	0,010	0,012

Por fim, comparando o coeficiente sísmico do edifício, $CS_{C,j}$, com o coeficiente sísmico exigido, $CS_{E,j}$, ao nível de cada piso, conclui-se que não é verificada a segurança da estrutura em nenhum piso, conforme mostra a Figura 4.5.

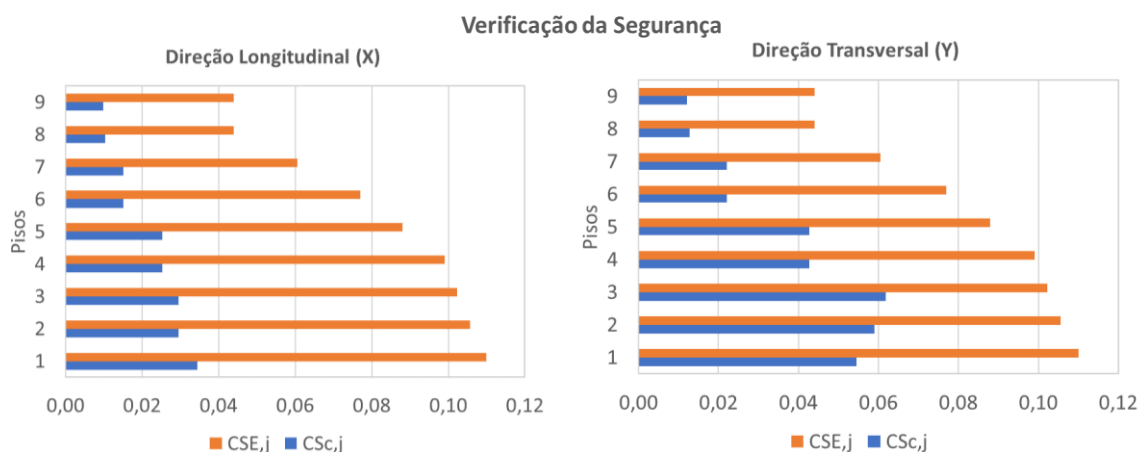


Figura 4.5: Avaliação da segurança do edifício de acordo com o Método II da Metodologia LNEC/SPES para a direção longitudinal (esquerda) e transversal (direita).

4.3.2. Aplicação da Metodologia ICIST/ACSS

Índice de Desempenho Sísmico (I_S)

Em primeiro lugar, a classificação e a contabilização das áreas totais dos elementos verticais resistentes apresentam-se em Anexo na Tabela B9, deixando a nota de que, como apenas existem pilares como elementos verticais resistentes no edifício em estudo e como toda a estrutura se desenvolve segundo as duas direções horizontais ortogonais, a aplicação do método torna-se facilitada e direta. Desta forma, a rotura do piso é condicionada apenas pelos pilares, admitindo-se um modo de rotura C (dúctil), o que resulta num coeficiente $\alpha_3 = 1$, sendo os restantes coeficientes α_i nulos. No entanto, é necessário realçar um aspeto crucial neste edifício, na direção longitudinal, que não é considerado neste método: os pilares de extremidade estarem muito penalizados em relação aos pilares interiores, estando os primeiros encastrados pelas vigas robustas longitudinais. Na perspetiva deste método os pilares são todos iguais em cada categoria, interessando apenas as características geométricas destes.

Os sub-índices de desempenho sísmico de referência, E_0 , obtêm-se recorrendo à equação (8) e os respetivos valores apresentam-se na Tabela 4.7, para os dois casos de aplicação definidos anteriormente.

Procede-se agora à determinação dos sub-índices de regularidade estrutural, S_D , obtidos através da equação (10) e discriminados na Tabela 4.7, sendo necessário antes determinar os valores de redução dos itens, q_{1i} , cujos valores apresentam-se em Anexo na Tabela B10. Quanto ao sub-índice de deterioração, T , visto que a estrutura tem mais de quarenta anos, este toma o valor de 0,80.

Possuindo todos os valores dos sub-índices de resistência, é possível calcular o índice de desempenho sísmico do edifício, I_S , de acordo com a equação (7), apresentando-se os respetivos valores na Tabela 4.7 também.

Tabela 4.7: Valores dos índices de Desempenho Sísmico, I_S , e dos sub-índices sísmico de referência (E_0), de regularidade estrutural (S_D) e deterioração (T)

Piso	Direção	C_{C1}		C_{C2}		\emptyset	F	α_3	E_0		S_D	T	I_S	
		Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2				Caso 1	Caso 2			Caso 1	Caso 2
1	X	0,00	0,00	0,14	0,04	1,00	1,00	1,00	0,14	0,04	0,81	0,80	0,09	0,03
	Y	0,00	0,00	0,14	0,05	1,00	1,00	1,00	0,14	0,05	0,81	0,80	0,09	0,03
2	X	0,00	0,00	0,11	0,03	0,91	1,00	1,00	0,10	0,03	0,90	0,80	0,07	0,02
	Y	0,16	0,07	0,00	0,00	0,91	1,00	1,00	0,14	0,06	0,90	0,80	0,10	0,04
3	X	0,00	0,00	0,13	0,04	0,83	1,00	1,00	0,11	0,03	0,90	0,80	0,08	0,02
	Y	0,18	0,08	0,00	0,00	0,83	1,00	1,00	0,15	0,06	0,90	0,80	0,11	0,05
4	X	0,00	0,00	0,13	0,04	0,77	1,00	1,00	0,10	0,03	0,90	0,80	0,07	0,02
	Y	0,18	0,08	0,00	0,00	0,77	1,00	1,00	0,14	0,06	0,90	0,80	0,10	0,04
5	X	0,00	0,00	0,15	0,05	0,71	1,00	1,00	0,11	0,03	0,90	0,80	0,08	0,02
	Y	0,22	0,09	0,00	0,00	0,71	1,00	1,00	0,15	0,06	0,90	0,80	0,11	0,05
6	X	0,00	0,00	0,16	0,05	0,67	1,00	1,00	0,11	0,03	0,90	0,80	0,08	0,02
	Y	0,23	0,09	0,00	0,00	0,67	1,00	1,00	0,15	0,06	0,90	0,80	0,11	0,05
7	X	0,00	0,00	0,21	0,07	0,63	1,00	1,00	0,13	0,04	0,90	0,80	0,09	0,03
	Y	0,30	0,13	0,00	0,00	0,63	1,00	1,00	0,19	0,08	0,90	0,80	0,14	0,06
8	X	0,00	0,00	0,25	0,08	0,59	1,00	1,00	0,15	0,05	0,90	0,80	0,11	0,03
	Y	0,00	0,00	0,25	0,09	0,59	1,00	1,00	0,15	0,06	0,90	0,80	0,11	0,04
9	X	0,00	0,00	0,51	0,16	0,56	1,00	1,00	0,28	0,09	0,90	0,80	0,20	0,06
	Y	0,00	0,00	0,51	0,19	0,56	1,00	1,00	0,28	0,10	0,90	0,80	0,20	0,08

Índice de Solicitação Sísmica (I_{S0})

Os períodos fundamentais de translação do edifício em causa, em ambas as direções, foram determinados através de uma análise modal, detalhada na secção 5.3.7 do capítulo seguinte. Deste modo, considerando o sismo tipo 1 o condicionante, para a zona sísmica 1.3 (conforme definido na secção 5.3.5.2.), o traçado do espectro de cálculo para a análise elástica é definido com base nos valores das variáveis da Tabela C6, apresentada no Anexo C.2. A aceleração espectral de cálculo é determinada recorrendo à expressão (14), considerando que os períodos fundamentais do edifício se situam no patamar de velocidade constante.

$$S_d(T_1) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_c}{T} \right] \quad (14)$$

Por fim, retomando a equação (13), é possível calcular o índice de solicitação sísmica, I_{S0} , cujos valores se apresentam na Tabela 4.8.

Tabela 4.8: Valores do Índice de Solicitação Sísmica, I_{SO}

Direção	$T1$ (s)	$S_d(T_1)$ (m/s^2)	λ_{x1}	χ	I_{SO}
Longitudinal (X)	1,03	0,82	1,00	1,00	0,08
Transversal (Y)	0,59	1,41	1,00	1,00	0,14

Verificação da Segurança através da metodologia ICIST/ACSS

Procede-se agora à verificação da segurança, de acordo com a equação (6), comparando os índices de desempenho sísmico (I_S) e de solicitação sísmica (I_{SO}), conforme se ilustra nas Figuras 4.6 e 4.7, respetivamente para os Casos 1 e 2 (definidos na secção 4.2.2.1.). No Caso 1, observa-se que a avaliação apenas é satisfatória nos pisos 8 e 9, na direção longitudinal, e no piso 9, na direção transversal ($I_S > 1,2xI_{SO}$), e que nos restantes pisos e direções a avaliação ou é inconclusiva ($0,8xI_{SO} < I_S < 1,2xI_{SO}$) ou insatisfatória. Por outro lado, aplicando o Caso 2, observa-se que os níveis de resistência diminuem significativamente, pelo que o edifício passa a não verificar a segurança em nenhum piso, em ambas as direções.

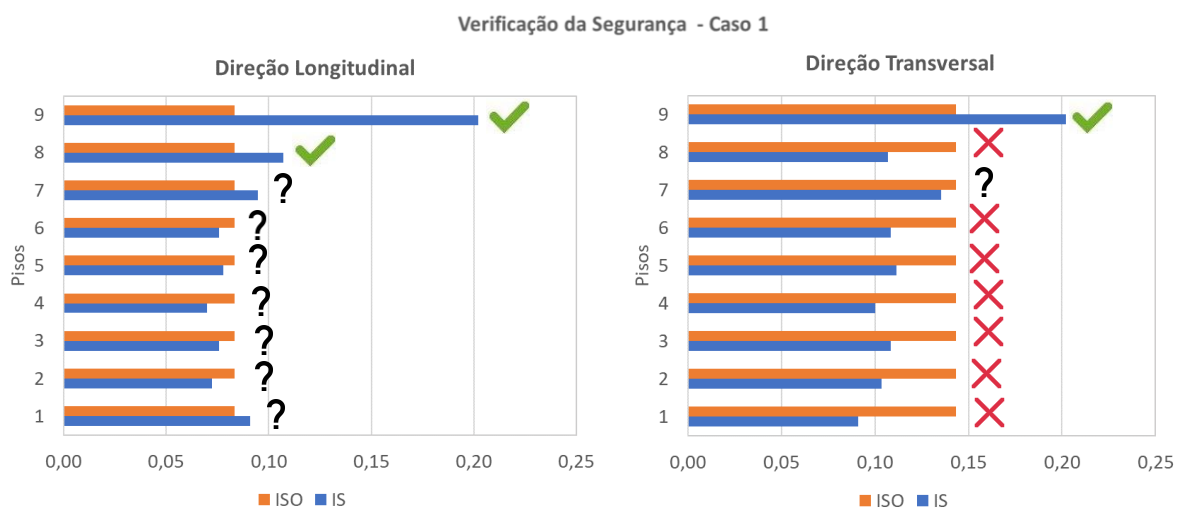


Figura 4.6: Avaliação da segurança do edifício segundo a Metodologia ICIST/ACSS, utilizando os valores de tensão média ao corte resistente de pilares propostos pela metodologia - Caso 1

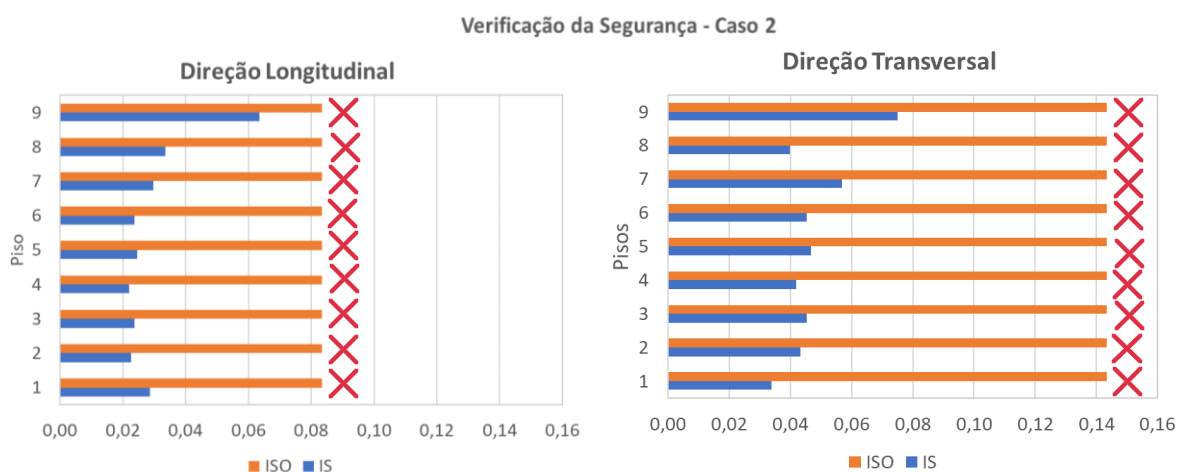


Figura 4.7: Avaliação da segurança do edifício segundo a Metodologia ICIST/ACSS, utilizando os valores de tensão média ao corte resistente de pilares baseados na calibração feita em [48] - Caso 2

4.4. Conclusões

Aplicadas as metodologias LNEC/SPES (métodos I e II) e ICIST/ACSS (Casos 1 e 2), é possível constatar que o edifício em causa não verifica a segurança em nenhuma metodologia, embora com diferentes margens de incumprimento entre estas.

Numa primeira análise, comparando os resultados dos três métodos expeditos, ao contrário do que seria esperado, os métodos com maior rapidez e facilidade de aplicação (principalmente o método I da metodologia LNEC/SPES, mas também a metodologia ICIST/ACSS - Caso 1) não conduzem aos resultados mais conservativos, resultando em margens marginais de incumprimento da segurança. De facto, os resultados mais conservativos observaram-se nas metodologias “menos expeditas”, tanto no método II da metodologia LNEC/SPES, baseado nas propriedades geométricas e mecânicas dos pilares, como na metodologia ICIST/ACSS (Caso 2), que considera uns valores de tensões médias resistentes calibrados com a época de construção do edifício. Daqui pode-se inferir que, relativamente à avaliação da resistência de elementos verticais, em edifícios antigos sem dimensionamento sísmico, a avaliação realista das práticas de projeto e de construção da época pode ter uma influência significativa, nomeadamente as baixas taxas de armadura longitudinal e transversal, apesar de ir contra o carácter expedito das metodologias. Por outro lado, realça-se que estes métodos expeditos não têm a capacidade de identificar as principais vulnerabilidades de edifícios irregulares (como é o caso de estudo), nomeadamente a concentração das exigências sísmicas no piso térreo. Isto deve-se ao facto de estes métodos não terem em consideração o efeito das paredes de alvenaria que, na prática, são os elementos que introduzem essa singularidade.

Não obstante, consideram-se que as metodologias expeditas aparentam ter um grau de fiabilidade coerente com as suas características, permitindo fazer um primeiro rastreio das estruturas que mais urgentemente precisam de ser reforçadas, salientando-se o facto de serem mais direcionadas para edifícios regulares.

Capítulo 5- Avaliação Sísmica da Estrutura segundo o EC8-3

5.1. Introdução

Em primeiro lugar, é interessante enquadrar a evolução da análise sísmica nas últimas décadas. Efetivamente, até perto da década de 1970, existia um desconhecimento grande sobre a ação sísmica e o comportamento sísmico das estruturas, sendo estas dimensionadas com o objetivo básico de não colapso. Foi nos anos 1990 que surgiu a filosofia da engenharia sísmica baseada no desempenho, definindo, para cada estrutura, um objetivo de desempenho sísmico, ou seja, o nível de desempenho estrutural pretendido para um determinado nível de ação sísmica, em função, principalmente, da sua ocupação, importância e custos para a sociedade. Esta nova abordagem foi muito impulsionada pelos sismos de Northridge, EUA, em 1994, e Kobe, Japão, em 1995, onde se registaram colapsos reduzidos de edifícios, mas custos significativos de retoma da sua atividade [12]. Este facto alertou a comunidade científica para não se olhar apenas para o colapso, ou proteção da vida humana, mas também para outros objetivos como operacionalidade, funcionalidade e economia das construções. O Eurocódigo 8, nas suas várias partes, veio introduzir esta filosofia gradual de exigências de desempenho para avaliar a segurança da estrutura, referentes a estados limites associados a danos estruturais e não-estruturais máximos admissíveis, para níveis crescentes da ação sísmica, tornando o projeto sísmico bastante mais abrangente.

No que diz respeito à avaliação da segurança e reforço sísmico de estruturas existentes, o quadro de referência atual a nível regulamentar é o EC8-3. A aplicação desta norma em Portugal é condicionada pelo estabelecido no Anexo Nacional, que define, para o caso de edifícios correntes (classe de importância II), a necessidade de se verificar o Estado Limite de Danos Severos (SD), um dos três previstos na norma Europeia e correspondente ao estado limite de não colapso de dimensionamento de estruturas novas, definido no EC8-1.

É importante realçar que a avaliação da segurança de estruturas existentes é um problema complexo e bastante diferente do dimensionamento de uma estrutura nova, pelo que a regulamentação para o dimensionamento de estruturas novas não é adequada para estruturas existentes. Ao contrário dos métodos convencionais de dimensionamento de estruturas novas, baseados essencialmente em critérios de resistência, que consideram a ductilidade e a capacidade de dissipação de energia das estruturas de forma indireta, com reduzido significado físico face ao seu comportamento real, a metodologia usual ao nível da análise de estruturas existentes baseia-se no controlo de deslocamentos locais e globais da estrutura, grandeza que traduz o efeito real dos sismos nas estruturas [22]. Este novo paradigma de verificações com base na capacidade de deformação da estrutura é seguido pelo EC8-3, onde o desempenho estrutural é analisado verificando a segurança para mecanismos locais, frágeis e dúcteis, sendo a análise baseada, respetivamente, no controlo do esforço transversal e da rotação da corda, grandeza que traduz a deformação dos elementos na zona de formação das rótulas plásticas. Por outro lado, é também verdade que cumprir as condições de desempenho, ou estados limites, é mais fácil no dimensionamento duma estrutura nova do que para uma estrutura existente. Isto deve-se ao facto de o dimensionamento duma estrutura nova considerar cenários e regras *standard* (por exemplo cargas e materiais), em oposição à avaliação da segurança de estruturas existentes, que envolve cenários definidos caso a caso, com base nas condições reais da estrutura, muitas vezes associadas a um fator de incerteza ou falta de

conhecimento que importa minimizar. Acresce ainda o facto de estruturas existentes poderem ter atingido já o seu período de vida útil, o que leva a que se aceite uma menor exigência na verificação aos estados limites para estruturas existentes comparativamente a estruturas novas, o que se traduz numa ação sísmica de dimensionamento menos intensa, com períodos de retorno inferiores. Assim, para o Estado Limite SD, o Anexo Nacional define um período de retorno de 308 anos para a definição da ação sísmica em vez dos 475 anos da ação de referência, como designado no projeto sísmico de estruturas novas.

O EC8-3 permite avaliar o comportamento sísmico da estrutura através dos seguintes métodos de análise estrutural, com um aumento progressivo da complexidade dos modelos numéricos e do esforço computacional, mas também com maior rigor nos resultados obtidos:

- Análise estática linear – Análise por forças laterais;
- Análise dinâmica linear – Análise modal por espectro de resposta;
- Abordagem por coeficiente de comportamento, q (análise linear semelhante à usada no dimensionamento sísmico, EC8-1);
- Análise estática não-linear – Análise “*Pushover*”;
- Análise dinâmica não-linear.

Ao contrário do que acontece em projetos de estruturas novas, a ação sísmica a considerar nos métodos de análise lineares para a avaliação de estruturas existentes corresponde ao espectro de resposta elástico, definido no EC8-1 (exceto na abordagem por coeficiente de comportamento q , em que se utiliza o espectro de resposta de dimensionamento, afetado pelo coeficiente de comportamento q). Salienta-se que a abordagem por coeficiente de comportamento q não é um método adequado para a avaliação de estruturas existentes (apesar de ser permitido) uma vez que, sendo um método de dimensionamento com base em forças, a capacidade de deformação das estruturas em regime não linear é tida em conta através de um coeficiente de comportamento global (reduzindo assim os esforços atuantes de cálculo), o que está associado a um conjunto de requisitos relativos à ductilidade local e global, que dificilmente são cumpridos numa estrutura existente projetada segundo regulamentação antiga [22]. Desta forma, não é possível, em geral, adotar coeficientes de comportamento superiores a 1,5. Note-se ainda que para poderem ser utilizados os métodos de análise lineares é preciso que se verifiquem as condições de admissibilidade estabelecidas no EC8-1 e uma condição extra definida no EC8-3 que, em suma, pretende garantir uma distribuição uniforme de não linearidade/plasticidade ao longo da estrutura (contudo, dificilmente se consegue assegurar para todos os estados limites). Efetivamente, os métodos de referência no âmbito da análise e reforço de edifícios antigos são os métodos não lineares que permitem uma avaliação mais realista do desempenho sísmico dos edifícios.

Na presente dissertação, o desempenho sísmico da estrutura foi avaliado através de análises estáticas não lineares: análises “*Pushover*”. Estes métodos de análise não lineares implicam um conhecimento alargado da estrutura, em termos de geometria, disposições construtivas e materiais. Assim, o EC8-3 estabelece regras e procedimentos para obter o conhecimento necessário da estrutura e estabelece uma ligação entre o conhecimento obtido e a confiança com que a metodologia pode ser usada para avaliar a segurança sísmica. Isto traduz-se nos valores de coeficientes de confiança, que irão afetar os valores da resposta e das capacidades.

Por último, este código permite ainda dimensionar o reforço sísmico da estrutura, caso se verifique que esta não está em segurança, com abordagens de reforço localizadas e não exaustivas.

5.2. Procedimentos da Parte 3 do Eurocódigo 8 (EC8-3)

Nesta secção apresenta-se um breve resumo do processo de avaliação detalhado no EC8-3, de modo a enquadrar os procedimentos e conceitos envolvidos neste regulamento, com maior foco no método de análise estático não linear (análises “Pushover”), e nas verificações para o estado limite de Danos Severos (SD). Para uma descrição mais aprofundada dos procedimentos deste regulamento, é possível consultar [49] e [6].

5.2.1. Requisitos de Desempenho

De acordo com o EC8-3, o desempenho estrutural é analisado verificando a segurança para 3 estados limites apresentados na Tabela 5.1. O Anexo Nacional define quais devem ser considerados para cada classe de importância, assim como a ação sísmica a considerar (traduzida pelos respetivos períodos de retorno ou probabilidade de ocorrência num determinado período de tempo). Descreve-se no Anexo C.1 o que é previsível que aconteça à estrutura quando atingir cada estado limite.

Tabela 5.1: Estados Limites do EC8-3 e respetivos períodos de retorno da ação sísmica a considerar

Estado Limite	Período de Retorno da Ação Sísmica - T_r (anos)		Probabilidade de excedência em 50 anos	
	Referência	Anexo Nacional	Referência	Anexo Nacional
Damage Limitation - DL	225	73	20%	50%
Significant Damage - SD	475	308	10%	15%
Near Collapse - NC	2475	975	2%	5%

Como referido na introdução deste capítulo, em Portugal, de acordo com o Anexo Nacional do EC8-3 [8], o estado limite a cumprir para edifícios de utilização corrente, classe de importância II, será coincidente com o estado de Danos severos (SD). Acrescenta-se que a nova legislação, constituída pelo Decreto-Lei nº95/2019 [13] e pela Portaria nº302/2019 (onde se impõe a necessidade de elaboração de um relatório de avaliação da vulnerabilidade sísmica em determinados processos reabilitação urbana), obriga a realização de reforço sísmico se a estrutura não verificar a segurança para 90% da ação sísmica definida no Anexo Nacional do EC8-3. Contudo, nesta dissertação, a verificação da segurança foi efetuada para uma ação sísmica com um período de retorno de 308 anos.

5.2.2. Critérios de Conformidade

De acordo com o EC8-3, o desempenho estrutural é analisado verificando a segurança para mecanismos dúcteis (flexão) e frágeis (corte). A distinção entre componentes da estrutura é feita da seguinte forma:

- **Elementos dúcteis:** Vigas, pilares e paredes em flexão, com e sem esforço axial;
- **Elementos frágeis:** Mecanismo de rotura por corte de vigas, pilares, paredes e nós.

A verificação da segurança para os elementos dúcteis deve ser feita, com exceção da abordagem por coeficiente de comportamento q , através de uma análise baseada em deformações (rotações da corda) nas extremidades dos elementos estruturais, representativas dos danos, e não em esforços. Por outro lado, a verificação da segurança dos elementos frágeis deve ser feita em termos de resistências (esforço transversal). A verificação dos elementos estruturais deve assegurar que as exigências devido à ação sísmica não excedem as

correspondentes capacidades, sendo que, para análises não lineares as exigências, devem ser as obtidas diretamente da análise efetuadas, utilizando os valores médios das propriedades dos materiais.

5.2.2.1. Elementos Dúcteis – Rotação da Corda

No que diz respeito às verificações dos componentes dúcteis, é necessário esclarecer o conceito de rotação da corda. Segundo [50], a rotação da corda corresponde ao ângulo entre a tangente ao eixo do elemento na extremidade onde ocorre a cedência e a corda que une as extremidades do elemento na posição deformada, como ilustrado na Figura 5.1. De acordo com o EC8-3, a capacidade de rotação total da corda θ dum elemento estrutural deve ser medida entre a sua extremidade e a secção do ponto de inflexão, x_{LS} , onde se dá a inversão da curvatura, definida pelo “vão de corte” ($L_s = M/V$). No entanto, a abcissa do ponto de inflexão e do vão de corte nem sempre coincidem, podendo o ponto de inflexão estar fora do elemento ou não existir, como por exemplo em casos em que não há inversão de momentos. Assim, importa calcular a rotação da corda de forma aproximada, dada a complexidade envolvida, e com o objetivo de facilitar o pós-processamento de dados em programas comerciais, nomeadamente o SAP2000, uma vez que os resultados obtidos numa análise “Pushover” neste programa reportam rotações nas rótulas plásticas e não rotações totais das cordas. Na prática, uma abordagem simples que compara bem com os valores reais é considerar que a rotação da corda, em vigas, é igual à rotação do nó da extremidade em análise e, em pilares, considerar que é igual ao deslocamento relativo transversal normalizado pela altura do elemento (*drifts*). Isto porque, do ponto de vista geométrico, no caso das vigas, a contribuição da rotação nodal é muito mais importante do que a contribuição da deformação transversal do elemento no ponto de inflexão e, no caso dos pilares, o oposto acontece [51].

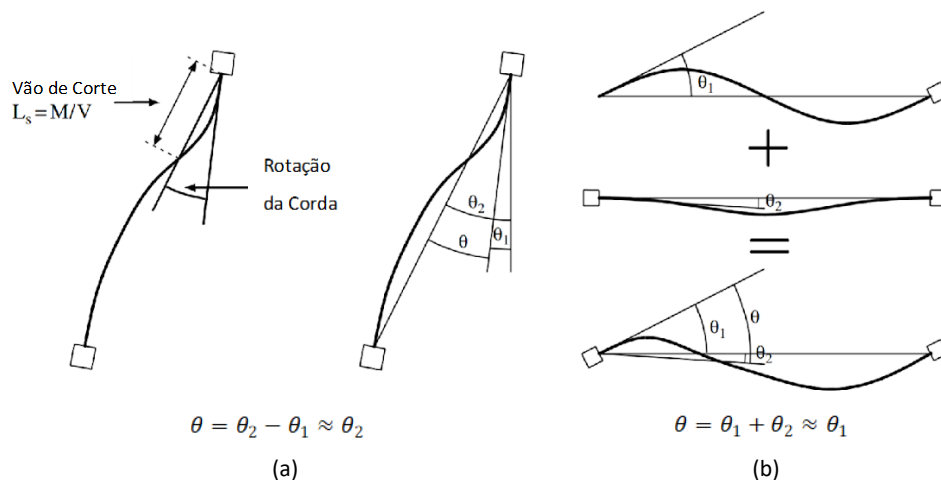


Figura 5.1: Definição simplificada de rotação total da corda θ : (a) Pilares; (b) Vigas. (Adaptado de [51])

Apresentam-se, de seguida, os requisitos definidos no EC8-3 [8], no processo de verificação da segurança dos elementos estruturais dúcteis, para os diferentes estados limites. Nos métodos de análise não lineares, para definir as propriedades dos materiais existentes a utilizar no cálculo da capacidade dos elementos dúcteis, utilizam-se os valores médios dessas propriedades divididos pelo coeficiente de confiança. Os valores dos coeficientes de confiança serão abordados no subcapítulo seguinte.

Estado Limite de Colapso Iminente (NC):

$$\theta_{NC} < \theta_u$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.016 \cdot (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} \right]^{0.225} \cdot \left(\min\left(9; \frac{L_v}{h}\right) \right)^{0.35} \cdot 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c}\right)} \cdot (1.25^{100} \rho_d) \quad (15)$$

Estado Limite de Danos Severos (SD):

$$\theta_{SD} < \frac{3}{4} \theta_u$$

Estado Limite de Limitação de Danos (DL):

$$\theta_{DL} < \theta_y$$

Em que: γ_{el} é o fator de segurança igual a 1,5 para elementos sísmicos primários e 1,0 secundários, respetivamente, para ter em conta a dispersão de valores médios das propriedades dos materiais; ω e ω' representam a taxa mecânica de armadura longitudinal à tração e compressão, respetivamente; v é o esforço axial normalizado; L_v é o vão de corte (M/V); ρ_d e ρ_{sx} são a taxa de armadura transversal inclinada e paralela à direção x, respetivamente; e α é a fator de eficiência do confinamento.

No caso da capacidade de rotação na cedência, θ_y , é feita a distinção entre pilares e vigas para paredes e as respetivas expressões podem ser averiguadas no EC8-3 [8]. Relativamente à capacidade de rotação última, há ainda que salientar o facto de o EC8-3 indicar a aplicação de uns fatores de redução de 0,58, 0,8, 0,625 e 5/6 nos casos de serem elementos de parede, de utilização de varões de armadura lisos, de utilização de aço frágil endurecido a frio e no caso de elementos com falta de pormenorização adequada em termos de resistência sísmica, respetivamente.

5.2.2.2. Elementos Frágeis – Esforço Transverso

No que diz respeito à avaliação da capacidade resistente ao esforço transverso dos elementos frágeis, o EC8-3 prescreve a expressão (16) para o estado limite de colapso iminente, que também se aplica aos restantes estados limites, no caso de estes serem os únicos a serem verificados. A expressão (16) apresenta-se em baixo e é composta por três parcelas de contribuição para a resistência ao esforço transverso, respetivamente, o esforço axial, o betão e as armaduras transversais. No cálculo da capacidade dos elementos frágeis, em métodos de análise não lineares, utilizam-se os valores médios das propriedades dos materiais divididos não só pelo coeficiente de confiança (CF), mas também pelos respetivos fatores parciais.

Estado Limite de Colapso Iminente (NC):

$$V_{NC} < V_R = \min\{V_{R,EC2}; V_{R,EC8-3}\}$$

$$V_{R,EC8-3} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\begin{array}{l} \frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0.55 \min(A_c f_c)) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \\ \cdot \left[0.16 \max(0.5; 100 \rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \end{array} \right] \quad (16)$$

Estado Limite de Danos Severos (SD):

$$V_{SD} < V_R$$

Estado Limite de Limitação de Danos (DL):

$$V_{DL} < V_R$$

Em que: γ_{el} é um fator de segurança igual a 1,15 para elementos sísmicos primários e a 1,0 para secundários respetivamente; L_v é o vão de corte; h e x representam a altura da secção e a altura da zona de compressão respetivamente; N é o esforço axial de compressão; A_c é a área da secção transversal; μ_{Δ}^{pl} é o fator de ductilidade em rotação; ρ_{tot} é a taxa de armadura longitudinal; f_c é a tensão de rotura do betão à compressão; e V_w representa a contribuição das armaduras transversais para a resistência ao esforço transversal determinado por $V_w = \rho_w b_w z f_{yw}$ onde ρ_w é a taxa de armadura transversal, b_w é a largura da secção, z é o braço das forças interiores e f_{yw} é a tensão resistente das armaduras transversais.

Como é sabido atualmente, uma pormenorização adequada em termos de armaduras transversais dos elementos, nomeadamente pilares, ao promover o confinamento do betão, torna a estrutura mais dúctil permitindo que sejam atingidos níveis de deformação mais elevados. Todavia, como foi referido no Capítulo 3, tal não acontece em estruturas antigas, pelo que é expectável que existam potenciais mecanismos de rotura frágeis que possam conduzir a um colapso prematuro da estrutura. Nota-se também que a resistência ao corte diminui em função da exigência de ductilidade ou deformação plástica, na medida em que, se a estrutura tiver capacidade de deformação em regime plástico, vai fazer com que o betão apresente danos significativos e, conseqüentemente, contribua menos para a capacidade resistente ao esforço transversal.

Por último, refere-se que a verificação de segurança de nós viga-pilar não foi realizada, apesar de serem componentes que podem afetar o comportamento global do pórtico e estarem sujeitos a valores de esforço transversal elevados induzidos pela ação sísmica.

5.2.3. Nível de Conhecimento

O EC8-3, em processos de avaliação de uma estrutura existente, define três níveis de conhecimento que dependem da informação recolhida e disponível da estrutura, nomeadamente sobre os seguintes aspetos: (i) geometria do sistema estrutural; (ii) disposições construtivas dos elementos de betão armado, correspondentes à quantidade e pormenorização das armaduras; e (iii) materiais, a nível das propriedades mecânicas do betão e do aço. Em função do nível de conhecimento estabelecido poderão ser utilizados diferentes métodos de análise estrutural e terão de ser considerados diferentes valores do coeficiente de confiança (CF), o que irá afetar os valores da resposta e das capacidades.

- **Nível de conhecimento limitado (*Knowledge Level 1 - KL1*):** conhecimento com base nas práticas e normas à data da construção, inspeções limitadas e ensaios limitados realizados *in situ* (inspeção de 20% dos elementos e ensaio de uma amostra de material para cada tipo de elemento primário por piso). Nestes casos apenas podem ser utilizados métodos de análise elástica. ($CF_{KL1} = 1,35$).
- **Nível de conhecimento normal (*Knowledge Level 2 - KL2*):** conhecimento baseado nos projetos iniciais incompletos e especificações originais relativas aos materiais com inspeções e ensaios *in situ* limitados ou alargados (inspeção de 50% dos elementos e ensaio de duas amostras de material para cada tipo de elemento primário por piso). ($CF_{KL2} = 1,20$).
- **Nível de conhecimento total (*Knowledge Level 3 - KL3*):** conhecimento apoiado no projeto original e em relatórios de ensaios de origem dos materiais, com inspeções e testes limitados ou completos

(inspeção de 80% dos elementos e ensaios de três amostras de material para cada tipo de elemento primário por piso). ($CF_{KL3} = 1,00$).

De facto, é difícil atingir um nível de confiança que permita realizar análises não lineares, dado o levantamento exaustivo à estrutura imposto pelo regulamento, pelo que, num caso real de avaliação estrutural existente, é importante balancear entre os custos de obter mais informação e o resultado da avaliação de segurança, tendo em conta a utilização de um método de análise linear ou não linear. No âmbito académico desta dissertação, o nível de conhecimento que se considera de forma conservativa, através da informação disponível das peças desenhadas e escritas do projeto original, é o nível de conhecimento limitado (KL1), que apenas permite que sejam realizadas análises lineares. No entanto, serão na mesma realizadas análises não lineares, reduzindo, no cálculo das capacidades dos elementos, os valores médios das propriedades dos materiais pelo maior fator de confiança ($CF_{KL1} = 1,35$), associado ao menor nível de conhecimento.

Relativamente à variabilidade dos materiais, nomeadamente no caso do betão, é certo que o valor médio das suas propriedades não o caracteriza fielmente. Contudo, na norma é aplicado um grau de conservadorismo do ponto de vista das resistências, pelo que é seguro trabalhar com valores médios, mesmo em casos de muita variabilidade. Isto deve-se ao facto de que nas fórmulas para cálculo das capacidades dos elementos, para além do coeficiente de confiança a dividir os valores médios dos materiais, existe também um fator de redução (γ_{el}) com o objetivo de desviar os valores médios dos materiais para ter em conta a dispersão dos mesmos.

5.3. Modelação Numérica Computacional do edifício

O primeiro passo para efetuar os métodos de análise não lineares é a modelação numérica tridimensional do edifício. O caso de estudo foi modelado com recurso a dois programas de cálculo automático, SAP2000 v22 [52], baseado em rótulas plásticas, e *SeismoStruct* 2021 [53], baseado em modelos de fibras, com vista, essencialmente, à validação dos resultados obtidos e à comparação de modelos não lineares utilizando diferentes tipos de modelação numérica, com complexidades e tempos de esforço computacional distintos. Embora o objetivo deste trabalho fosse a avaliação do edifício existente com as paredes de alvenaria, foram também desenvolvidos em ambos os programas modelos numéricos com e sem a consideração das paredes de alvenaria, com o objetivo de estudar a influência que estes elementos não estruturais têm no comportamento sísmico da estrutura.

O programa SAP2000, ferramenta amplamente utilizada em gabinetes de projeto no dimensionamento de estruturas novas, é mais direcionado para análises lineares (com a possibilidade de desenvolver análises não lineares também), enquanto que o *Seismostruct*, programa mais recente, foi desenvolvido para efetuar análises mais complexas de estruturas submetidas a uma ação sísmica, especializado no campo não linear. A principal característica do *Seismostruct* consiste na capacidade estável de considerar a distribuição da plasticidade ao longo do comprimento dos elementos e da sua secção, permitindo uma estimativa bastante precisa da distribuição de danos ao longo da estrutura [53]. Apesar da sua maior complexidade em geral e maior exigência computacional, a grande vantagem que o programa apresenta nas suas últimas versões consiste no processamento dos dados, permitindo verificar todos os critérios de segurança dos elementos estruturais de forma automática, na medida em que este tem incorporado diversos regulamentos internacionais, entre eles o

EC8-3. Desta forma, uma vez que se pretende avaliar a vulnerabilidade sísmica de um edifício existente, considera-se o *Seismostruct* como a ferramenta de referência nesta dissertação, dado que permite simular os efeitos da ação sísmica no comportamento da estrutura com maior aproximação à realidade, realçando sempre a importância de analisar criteriosamente os resultados.

Neste subcapítulo será feita uma breve descrição da modelação do edifício em estudo através dos dois programas, com base nas respetivas características geométricas e materiais de cada elemento estrutural e das paredes de alvenaria existentes. Por forma a calibrar os modelos numéricos desenvolvidos, os valores das frequências fundamentais obtidos foram comparados com medições de frequências experimentais realizadas no local do edifício por [34], bem como também se fez uma análise comparativa aos resultados obtidos em estudos anteriores feitos ao edifício, nomeadamente, ao modelo desenvolvido e analisado em [40].

5.3.1. Modelação do Comportamento Não Linear

A modelação do comportamento não linear dos materiais pode ser considerada através de modelos de plasticidade concentrada, admitindo que as deformações inelásticas estão concentradas nas extremidades dos elementos, ou através de modelos de plasticidade distribuída, considerando a distribuição das deformações inelásticas ao longo do comprimento do elemento [54]. Por um lado, a modelação com não linearidade concentrada representa uma simplificação da definição estrutural que pode resultar numa redução significativa do tempo de cálculo, mas também na obtenção de resultados menos realistas. Por outro lado, a modelação com não linearidade distribuída é reconhecidamente a que melhor descreve o comportamento das estruturas sob a ação dos sismos, todavia, leva a uma exigência computacional elevada e a uma análise rigorosa dos resultados. Nesta dissertação, para a modelação numérica do edifício no programa *Seismostruct* foram utilizados modelos de plasticidade distribuída, baseados em modelos de fibras, e para o modelo desenvolvido com o programa SAP2000, foram utilizados modelos de plasticidade concentrada, baseados em rótulas plásticas.

SAP2000

De facto, no SAP2000, para obter a resposta não linear do edifício, apenas é possível modelar a estrutura com recurso a modelos de plasticidade concentrada. Como tal, adotaram-se rótulas plásticas nas extremidades dos elementos estruturais, vigas e pilares, onde são definidas relações momento-curvatura específicas de cada elemento. Estas relações foram introduzidas automaticamente pelo programa, baseando-se nas relações momento-curvatura até à rotura de um dos materiais ("*Caltrans Flexural Hinge*"). Nesta hipótese de modelação é necessário definir o comprimento da rótula plástica, considerado como o maior fator de incerteza, que consiste num comprimento fictício que considera uma distribuição de curvaturas uniformes e pretende traduzir o comprimento do elemento onde se desenvolve a plasticidade. Existem várias equações na literatura para o cálculo do comprimento de rótula plástica (L_{pl}), todavia escolheu-se a de *Park e Paulay* [55] ($L_{pl} = 0,5h$), que iguala este a metade da altura da secção do elemento (h). Como sugerido em [56], no caso das vigas foram consideradas rótulas de flexão simples, que apenas consideram o comportamento em flexão segundo o eixo forte de inércia das vigas e, relativamente aos pilares, foram consideradas rótulas de interação que consideram o comportamento em flexão composta desviada destes elementos.

Seismostruct

No caso do *Seismostruct*, como referido, a abordagem de não linearidade distribuída é definida através de um modelo de fibras, capaz de modelar com rigor o comportamento inelástico ao longo de todo o elemento, sendo a modelação que mais corretamente traduz a realidade. Efetivamente, o modelo de fibras oferece outras grandes vantagens, desde a rigorosa pormenorização da secção à dispensabilidade de calibração inicial e de definição de um comprimento onde possa ocorrer a não linearidade. Nos modelos de fibras tridimensionais, tal como ilustrada na Figura 5.2, o elemento estrutural é discretizado segundo o seu eixo longitudinal em vários elementos finitos, onde a relação hysterética momento-curvatura de uma determinada secção é obtida através da integração da resposta uniaxial não linear do material nas fibras em que a secção foi subdividida [53]. Nesta dissertação definiram-se 300 e 150 fibras por secção para os pilares e vigas, respetivamente.

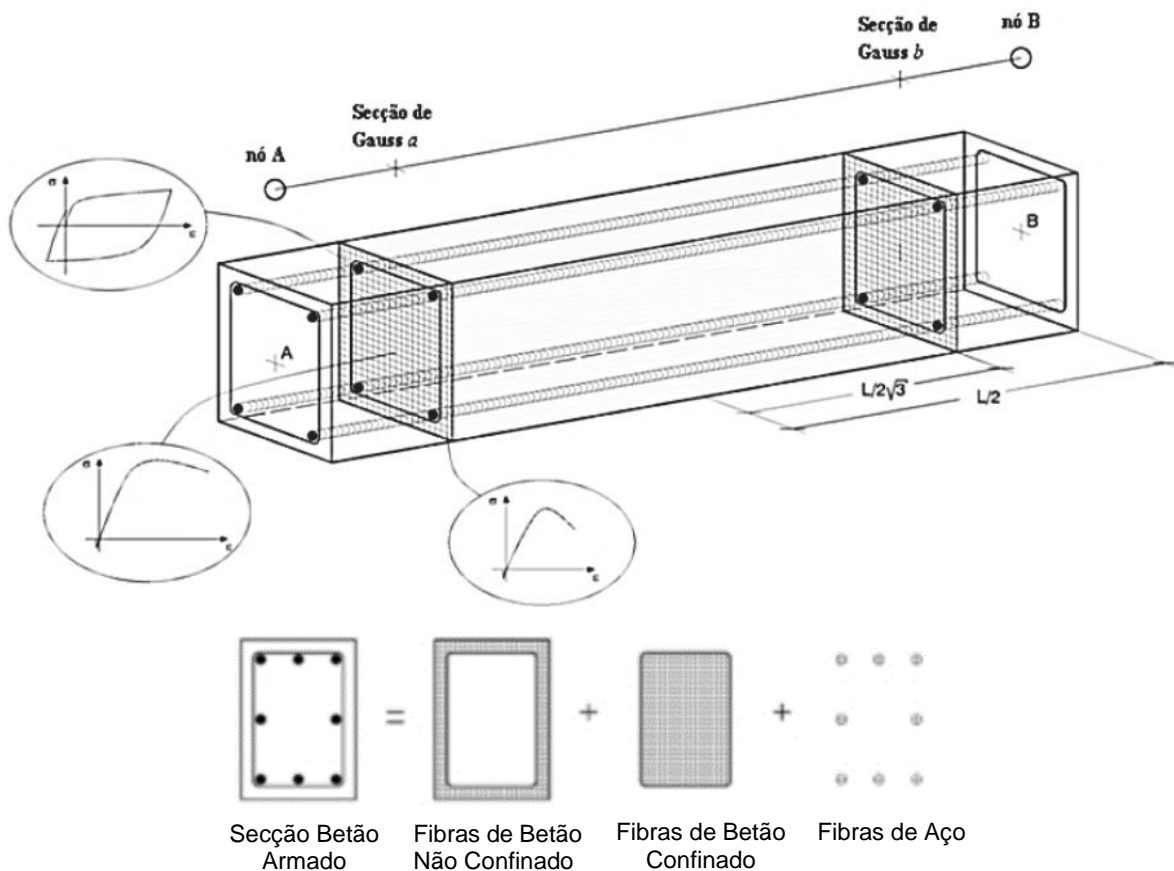


Figura 5.2: Representação do modelo de fibras para a distribuição da não linearidade pelo desenvolvimento e secção transversal do elemento. (Adaptado de: [53])

A plasticidade distribuída dos elementos pode ser implementada através de duas formulações distintas: baseada em deslocamentos e baseada em forças. Neste estudo, adotaram-se todos os elementos de pórtico como elementos de barra inelásticos baseados em força – *infrmFB* (“*Inelastic Force-Based Frame element type*”). A escolha desta abordagem de formulação de elementos baseada em forças teve como base as recomendações do manual do programa [53] e as conclusões tiradas num estudo feito por [57], concluindo que esta abordagem, comparando com a formulação baseada em deslocamentos, é a mais adequada para simular o comportamento inelástico de estruturas porticadas sujeitas a carregamentos sísmicos, devido à sua representação mais rigorosa da máxima resistência, da rigidez de ciclos alternados de carga e da degradação de resistência cíclica.

5.3.2. Materiais

Nos métodos de análise não lineares, o comportamento não linear dos materiais, aço e betão, é considerado através de modelos de plasticidade baseados nas respetivas relações constitutivas, permitindo, assim, simular o comportamento fisicamente não linear da estrutura, aproximando-o mais da sua resposta real.

Nesta dissertação, foram utilizadas relações constitutivas propostas por diferentes autores em modelos incorporados nos programas computacionais.

Betão

Como é sabido, o betão apresenta um comportamento frágil. A forma de melhorar a ductilidade do betão é confiná-lo, principalmente na zona de formação de rótulas plásticas, de modo a aumentar substancialmente a sua capacidade de deformação [22]. Este aspeto é essencial para um bom desempenho sísmico do edifício, embora não tenha sido considerado em projetos antigos, como é o caso do edifício em estudo.

No caso do SAP2000 foram introduzidas as relações constitutivas do betão para carregamentos monotónicos, com base no modelo proposto por *Mander* de betão não confinado [58], uma vez que apenas análises estáticas não lineares foram realizadas. O efeito do confinamento do betão, apesar de quase inexistente na pormenorização de elementos do caso de estudo, vai ser tido em conta de forma automática pelos programas na definição das secções dos elementos, ao definir-se a armadura transversal e respetivo espaçamento.

Relativamente ao programa *Seismostruct*, este tem 5 modelos diferentes para simular o comportamento do betão para carregamentos cíclicos. O modelo escolhido para o presente estudo foi o modelo de comportamento não linear de *Mander* [58], ilustrado na figura 5.3. De facto, este tem sido o modelo utilizado por diversos autores com excelentes resultados para a representação do comportamento do betão.

Na Tabela 5.2 apresentam-se as propriedades relevantes do betão considerado neste estudo.

Tabela 5.2: Propriedades do Betão

Betão	
Módulo de Elasticidade secante (E_{cm})	29 GPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,2
Valor médio da tensão de rotura à compressão (f_{cm})	22,5 MPa
Valor médio da tensão de rotura à compressão expectável (endurecimento) ($f_{cm,exp}$)	28 MPa
Valor médio da tensão resistente tração (f_{ctm})	2,2 MPa
Extensão do betão (não confinado) à compressão correspondente à tensão máxima (ϵ_{c1})	0,002
Extensão última do betão (não confinado) à compressão (ϵ_{cu1})	0,0035

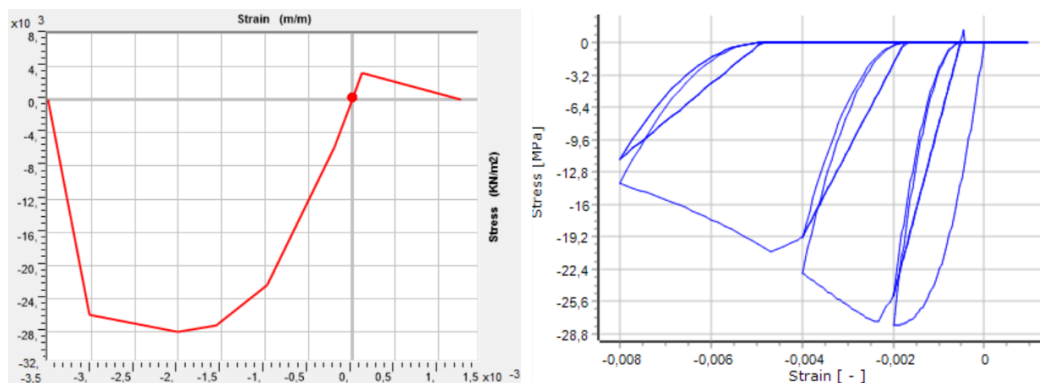


Figura 5.3: Modelos de relações constitutivas do betão: programas SAP2000 (esquerda) e Seismostruct (direita).

Aço

O aço é um material com boa ductilidade e caracterizado pela sua capacidade de deformação, aspectos fundamentais para o comportamento dos elementos estruturais. Contudo, o seu comportamento para ciclos de carga alternados só é possível se os varões não instabilizarem quando sujeitos a compressão, salientando novamente a importância da cintagem, neste caso das armaduras longitudinais, caso contrário, não só a ductilidade como também as capacidades resistentes dos elementos ficam comprometidas [22].

As propriedades relevantes do aço considerado neste trabalho, apresentam-se na Tabela 5.3. As extensões na cedência, ε_{yk} , e na rotura, ε_{uk} , foram determinadas com base em [59], através da expressão (17), e de acordo com o prescrito no RBA [32] para o aço corrente da altura, respetivamente.

$$\varepsilon_{yk} = 5,93 - 0,0077 \cdot f_{syk} \quad (17)$$

Em que: f_{syk} representa o valor característico da tensão de cedência do aço, neste caso igual a 240 MPa.

O programa *Seismostruct* tem disponíveis 3 modelos que simulam o comportamento do aço, sendo adotado o modelo proposto por *Menegotto-Pinto* [60], representado na Figura 5.4.

Tabela 5.3: Propriedades do Aço

Aço	
Módulo de Elasticidade (E_s)	210 GPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3
Valor característico da tensão de cedência (f_{syk})	240 MPa
Valor médio da tensão de cedência (f_{sym})	287 MPa
Tensão de rotura (f_{su})	370 MPa
Extensão de cedência (ε_{sy})	0,04
Extensão de rotura (ε_{su})	0,24

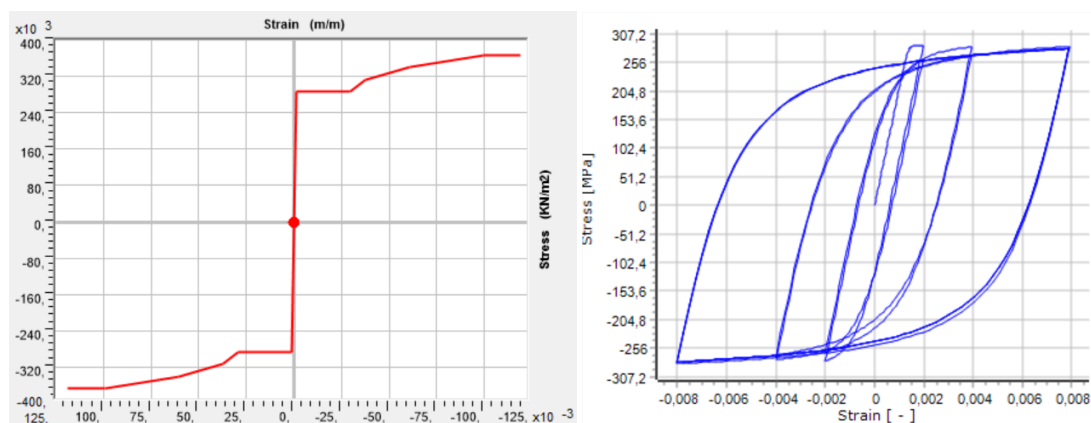


Figura 5.4: Modelos de relações constitutivas do aço: programas SAP2000 (esquerda) e Seismostruct (direita).

5.3.3. Modelação de Elementos Estruturais

5.3.3.1. Vigas e Pilares

Em ambos os programas as vigas e os pilares foram modelados como elementos de barra.

No SAP2000, as secções das vigas e os pilares foram modelados através da função “*Section Designer*”, que permite definir uma secção real com a introdução do betão e das armaduras longitudinais e transversais, com base nas peças desenhadas do projeto original [35], e tem em conta o efeito do confinamento das armaduras transversais no betão interior. No caso particular das vigas, embora estas apresentem uma variação das

armaduras longitudinais ao longo do elemento, apenas foram modeladas as secções de extremidade, nós de ligação viga-pilar, onde existe uma maior concentração de esforços durante um sismo.

O programa *Seismostruct* oferece uma diversidade grande de secções para modelação dos elementos sendo que, neste estudo, foram adotadas as secções retangulares de betão armado sugeridas pelo manual do programa para representar os pilares e as vigas, respetivamente, “*Reinforced concrete rectangular section*” (*rcrs*) e “*Reinforced concrete asymmetric rectangular section*” (*rcars*). De forma idêntica ao SAP2000, define-se a secção com a introdução do betão e do aço das armaduras longitudinais e transversais e o programa considera o efeito do confinamento do betão interior de forma automática. Uma vez que se vai considerar o comportamento inelástico ao longo de todo o elemento, o *Seismostruct* permite subdividir os elementos em menores componentes, o que particularmente no caso das vigas, onde há alterações das propriedades das secções transversais ao longo do elemento, é determinante. Neste caso, os elementos de viga foram subdivididos em 4 ou 5 componentes menores, com comprimentos e secções transversais diferentes, de modo a representar o mais fielmente possível as peças desenhadas destes elementos no projeto. Nesta modelação de secções não foi tida em conta a largura efetiva das vigas, constituída pela contribuição da laje na rigidez das vigas.

5.3.3.2. Lajes

A transmissão de forças laterais pelos elementos verticais resistentes é fundamental para um bom desempenho sísmico da estrutura, sendo, neste contexto, as lajes maciças de betão armado essenciais, devido à elevada rigidez destas no plano. De acordo com as peças desenhadas do projeto, as lajes do edifício são lajes maciças de betão armado com espessura de 11cm, pelo que, apesar da reduzida espessura, assume-se que o efeito de diafragma rígido está garantido. Em termos de modelação do comportamento das lajes, no caso do *Seismostruct*, não é possível atribuir a espessura nem rigidez de flexão a estes elementos sendo, por isso, modelado o efeito das lajes através da associação de um conjunto de nós da estrutura a diafragmas rígidos. De notar que, no SAP2000, é possível a modelação do comportamento real do elemento de laje, na medida em que é permitido modelar não só o comportamento de membrana no plano deste, mas também o seu comportamento em flexão. Contudo, para evitar maiores tempos de análise e manter a modelação das lajes iguais entre programas, no SAP2000 estas foram definidas como diafragmas rígidos também.

5.3.3.3. Fundações

No que toca às condições de apoio dos pilares, aspeto condicionante para o comportamento sísmico do edifício, as fundações são diretas por via de sapatas. Foi disponibilizado pela Câmara Municipal de Lisboa um relatório geotécnico para um parque subterrâneo solicitado pelo número 68 da Avenida Infante Santo [61], que contém informação geotécnica relevante proveniente de 4 sondagens feitas aos espaços de jardim existentes entre os blocos de habitação (neste caso entre o edifício em estudo e o mais próximo do rio). Os resultados desta campanha de ensaios indicam que, por debaixo de um estrato superficial/aterro, até 1,5 a 4 metros, prevalece um calcário alterado que deve ser o material sobre o qual estão fundadas as sapatas do seu edifício. É referido ainda que, de acordo com os valores usualmente apresentados na bibliografia da especialidade, o maciço calcário deverá apresentar as seguintes características: módulo de deformabilidade, $E=2000$ a 3000 MPa; coesão, $c=250$ KPa; e ângulo de atrito, $\phi=30$ a 40° . Deste modo, com vista a medir o grau de encastramento conferido pelas fundações aos pilares, no programa SAP2000, impediram-se os deslocamentos em todas as direções e

introduziram-se molas de rotação nas duas direções horizontais na base dos pilares, cuja rigidez foi obtida pela expressão (18), admitindo para o módulo de deformabilidade do solo, E_{solo} , o limite inferior indicado no relatório geotécnico.

$$K_{\theta} = \frac{\pi a^2 b \left(1 + \frac{a}{4b}\right) E_{solo}}{18(1 - \mu^2)} \quad (18)$$

Em que: a representa a dimensão da sapata no plano de flexão; b representa a dimensão da sapata na direção perpendicular ao plano de flexão; e μ é igual a 0,3. Pode-se consultar em anexo na Tabela C7 as rigidezes conferidas às molas de rotação.

Analisando os modelos no SAP2000 considerando a rigidez real das sapatas, a nível de frequências fundamentais verifica-se que na direção longitudinal, ou seja, na direção de menor inércia dos pilares, a introdução das molas de rotação corresponde, efetivamente, ao encastramento total e, na direção transversal, praticamente o mesmo se sucede (corresponde a 99% do encastramento total). Face ao exposto, consideram-se as fundações encastradas nos modelos numéricos da estrutura.

A Figura 5.5 demonstra a influência do grau de restrição da base dos pilares no comportamento da estrutura, representando o comportamento do edifício em causa na direção transversal, sob um carregamento lateral crescente e cargas gravíticas constantes. No caso de os pilares serem articulados na base, apesar de aumentar significativamente a capacidade de deformação da estrutura, a rigidez horizontal diminui substancialmente face ao caso de os pilares estarem encastrados na base, o que conduz a uma redução significativa dos esforços nas secções críticas dos pilares.

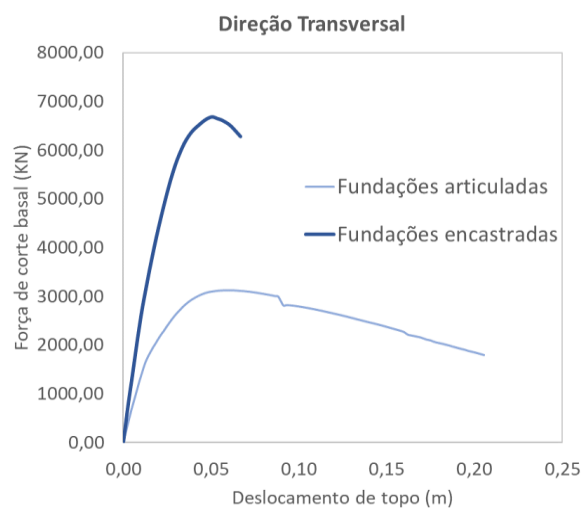


Figura 5.5: Comparação do comportamento da estrutura, com paredes de alvenaria, com fundações articuladas e encastradas (Seismostruct).

5.3.4. Modelação de Elementos Não Estruturais

5.3.4.1. Paredes de Alvenaria de Enchimento

As paredes de enchimento, tal como descrito na secção 2.2.2., podem contribuir significativamente, numa fase inicial, para resposta sísmica da estrutura, na medida em que participam na rigidez lateral, aumentam a

resistência lateral da estrutura e contribuem para a dissipação de energia [20]. A modelação numérica destes elementos não estruturais é novamente diferente entre os dois programas computacionais.

As paredes de alvenaria utilizadas na construção do edifício em estudo, de acordo com [33], são em alvenaria de tijolo vazado com espessuras, geralmente, de 0,15 metros. Segundo o projeto, as paredes divisórias entre fogos são constituídas por paramentos duplos com caixa de ar, pelo que, para a modelação destes casos, adotaram-se paredes com espessuras de 0,30 metros. Por outro lado, as paredes existentes na direcção longitudinal, devido à sua disposição irregular nesta direcção, foram tidas em conta de forma simplificada assumindo a sua distribuição ao longo dos alinhamentos de pilares, embora com metade da espessura (0,075 metros). Nesta dissertação apenas se consideraram as paredes sem aberturas significativas, como ilustrado na Figura 5.6.

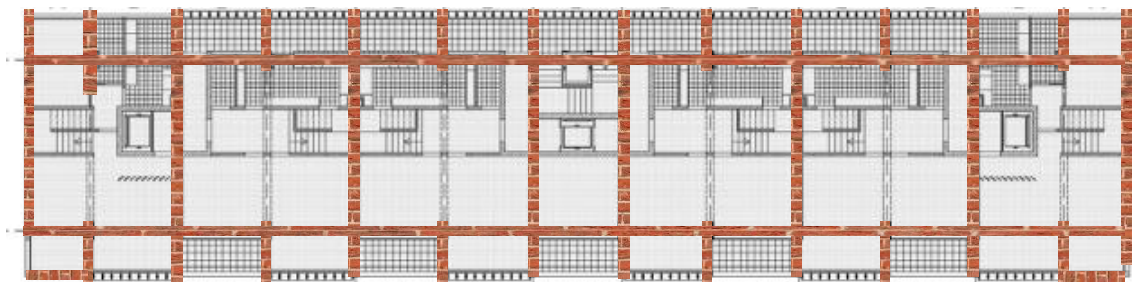


Figura 5.6: Distribuição das paredes de alvenaria nos pisos superiores. (Adaptado de [20])

A nível da modelação das paredes de alvenaria no SAP2000, estes elementos são modelados através do macro-modelo simplificado baseado em escoras diagonais, que suportam apenas esforços axiais de compressão, colocadas na ligação viga-coluna, como mostra a Figura 5.7. Relativamente ao material da alvenaria, o seu comportamento não linear foi definido segundo uma metodologia de plasticidade concentrada, através de rótulas plásticas nas extremidades dos elementos cuja relação tensão-extensão foi definida com base no modelo proposto por [62], ilustrado na Figura 5.7 (b).

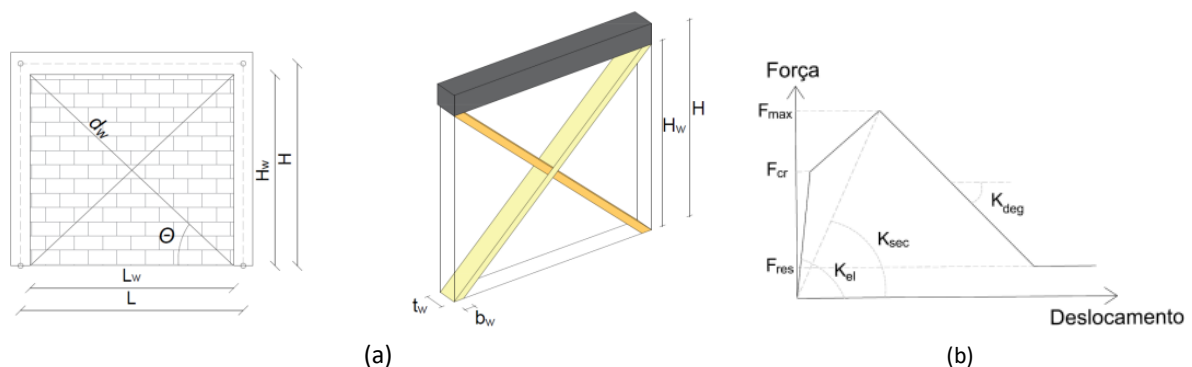


Figura 5.7: Paredes de Alvenaria no SAP2000: (a) Representação esquemática da modelação; e (b): Relação Força-Deslocamento do material. (Fonte: [12])

No caso da modelação das paredes no *Seismostruct*, foi utilizado o macro modelo da dupla biela diagonal equivalente proposto por *Crisafulli* e validado por [63] e [64], como se ilustra na Figura 5.8. Resumidamente, segundo esta proposta, cada parede é representada por 4 bielas (duas paralelas em cada direcção diagonal, que transmitem os esforços e deformações nos dois cantos diagonalmente opostos) e duas molas de comportamento não-linear, para contabilizar a resistência e o deslizamento, que refletem a importância da deformação por corte

e da força de corte na resposta de uma parede de alvenaria não estrutural [40]. Para um aprofundamento do significado dos vários parâmetros sugere-se a leitura de [65] ou [40].

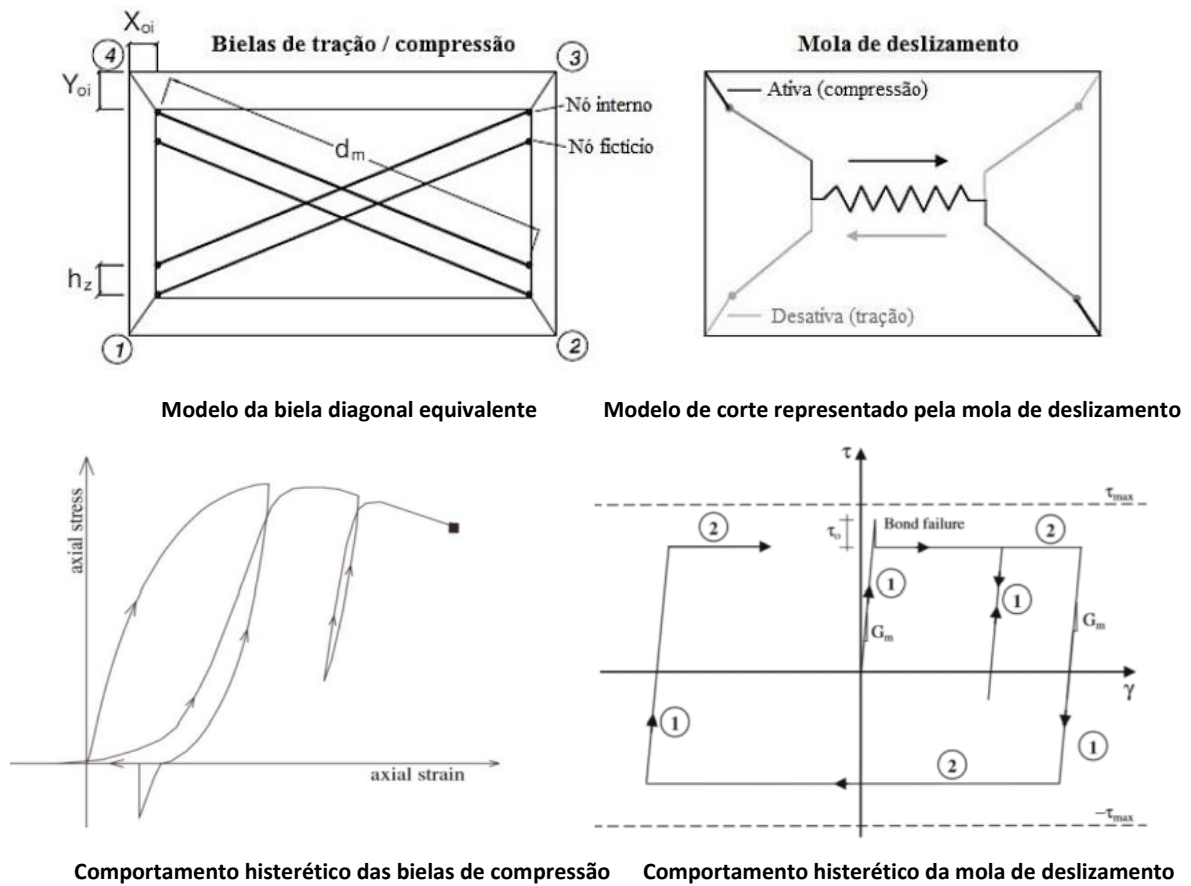


Figura 5.8: Modelo utilizado para modelação das paredes de alvenaria no Seismostruct e respetivos comportamentos histeréticos. (Adaptado de: [53])

Relativamente às propriedades mecânicas das paredes, para a resistência diagonal à compressão da escora, adotaram-se os valores propostos em [66], com base em expressões de [67], para a alvenaria comum de tijolo furado de 0,15 metros, convenientemente ajustados ao caso prático. Na Tabela 5.4 mostram-se os principais valores das propriedades mecânicas e geométricas das paredes. Refere-se que o peso específico deste material é nulo pois este é englobado nas cargas aplicadas nos pisos. Remete-se para o Anexo C.2 todos o significado e os valores de todos os parâmetros necessários para a definição das paredes (ver Tabelas C1 e C2).

Tabela 5.4: Propriedades das Paredes de Alvenaria

Direção	Localização do painel	Dimensões do pórtico $L \times H$ (m)	Dimensões da parede $L_w \times H_w$ (m)	f_1 (KPa)	$f_{m\theta}$ (Kpa)	$E=1000 \times f_{m\theta}$ (Kpa)	Espessura da parede (t_w) (m)
Transversal	Central	7,3x3,0	6,8x2,6	1100	3080	3080046	0,30
	Consola	1,9x3,0	1,55x2,6	1100	1281	1280638	0,30
	Empena Central	7,3x3,0	6,8x2,6	1100	3080	3080046	0,15
	Empena Consola	1,9x3,0	1,55x2,6	1100	1281	1280638	0,15
Longitudinal	Central	3,7x3,0	3,5x2,6	1100	1845	1844709	0,075
	Consola	2,7x3,0	2,5x2,6	1100	1526	1526012	0,075
	Fachada	2,7x3,0	2,5x2,6	1100	1526	1526012	0,15

5.3.5. Definição das Ações e Massas

5.3.5.1. Cargas Gravíticas

As cargas gravíticas a que a estrutura está submetida resumem-se na Tabela 5.5 e baseiam-se numa inspeção feita ao local por [34]:

Tabela 5.5: Cargas gravíticas consideradas na estrutura

Tipos de Ações	Ações	Peso
Peso Próprio	Betão	24 KN/m ³
	Aço	78 KN/m ³
Cargas Quase Permanentes	Revestimentos	1,35 KN/m ²
	Paredes de Alvenaria	2 KN/m ²
Sobrecargas	Sobrecarga de edifício residencial (EC1-1)	2 KN/m ²

A massa da estrutura, em situação de projeto sísmico, é determinada de acordo com o EC8-1, para a combinação sísmica de ações, através da expressão (19), totalizando um valor de 3662 toneladas.

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (19)$$

Onde $G_{k,j}$ e $Q_{k,i}$ correspondem aos valores característicos das ações permanentes e variáveis, respetivamente, e $\psi_{E,i}$ é o coeficiente de combinação para a ação variável i , igual a 0,3 para sobrecargas em edifícios de habitação.

Em termos de introdução das cargas verticais nos dois programas, o peso próprio dos elementos estruturais de betão armado, à exceção da laje, foi calculado automaticamente pelos programas, tendo em conta o peso específico dos materiais constituintes, e foram distribuídas nas vigas as ações gravíticas referentes ao peso próprio da laje, das paredes de alvenaria e também das ações quase-permanentes, considerando as respetivas larguras de influência.

5.3.5.2. Ação Sísmica

Para avaliar o desempenho sísmico da estrutura recorrendo às análises “Pushover” é necessário calcular o “deslocamento-alvo” (DA), isto é, o deslocamento imposto à estrutura para o qual é avaliado o estado da estrutura e dos seus componentes. Para tal é necessário “interceptar” a curva de capacidade com a exigência sísmica condicionante definida pelas autoridades nacionais, através de métodos estáticos não-lineares, como o método N2 proposto pelo EC8-1-Anexo B. Neste sentido, para a determinação do deslocamento-alvo, a ação sísmica é definida com base no espectro de resposta elástico, no formato aceleração-deslocamento espectral, para o período de retorno correspondente ao estado limite a verificar, de acordo com o anexo nacional do EC8-3. Como referido na introdução deste capítulo, no âmbito da análise sísmica de estruturas existentes, é aceite uma redução da ação sísmica comparativamente à exigida para o desempenho sísmico de uma estrutura nova. Os coeficientes multiplicativos a considerar para a ação sísmica de referência do EC8-3, para o estado limite de Danos Severos (SD) de acordo com o anexo nacional do EC8-3 apresentam-se na Tabela 5.6. Assim, as acelerações máximas de referência deverão ser multiplicadas por 0,75 e 0,84 para os sismos do tipo 1 e 2, respetivamente.

Tabela 5.6: Valores dos coeficientes multiplicativos a considerar para a ação sísmica de referência do EC8-3

Estado limite SD para a versão nacional e internacional do EC8-3	T_r (anos)	Probabilidade de excedência em 50 anos	Fator multiplicativo	
			Sismo Tipo 1	Sismo Tipo 2
EC8 – SD (classe II)	475	10%	1	1
(PT) EC8 – SD (classe II)	308	15%	0,75	0,84

O espectro de resposta elástica de aceleração é definido de acordo com o EC8-1 [24] com base nos parâmetros das Tabelas C6 do Anexo C, para um terreno do tipo A (de acordo com a Carta de Classificação de solos do concelho de Lisboa [68], e com um amortecimento viscoso equivalente (ξ) de 5% (Figura 5.9).

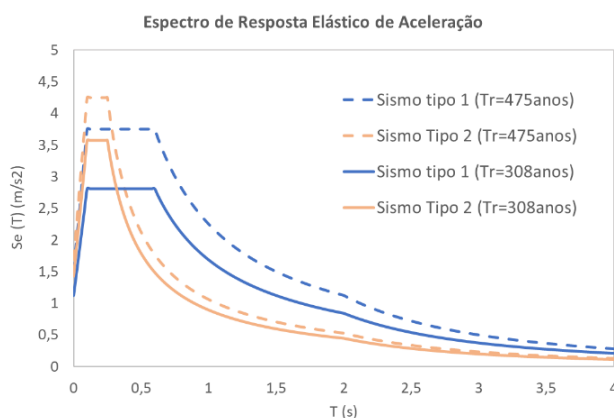


Figura 5.9: Espectro de resposta elástica de aceleração de acordo com o EC8-1 [24], na região de Lisboa, num solo do tipo A.

Observa-se na Figura 5.9 que o sismo condicionante para o edifício em estudo, com períodos da ordem dos 1,0s (ver secção 5.3.7) é o sismo do tipo 1, pelo que será esse sismo, associado a um período de retorno de 308 anos, o utilizado para determinação do deslocamento-alvo.

5.3.6. Modelos Finais

Nesta secção pretendem-se destacar alguns aspetos particulares do edifício em estudo e justificar as principais alternativas de modelação adotadas neste trabalho relativamente a anteriores estudos realizados a este edifício, nomeadamente ao modelo desenvolvido em [40].

De facto, como já referido na secção 3.2., um aspeto crucial para o comportamento sísmico deste edifício na direção longitudinal consiste no facto de existirem, em ambas as extremidades do primeiro piso do edifício, duas vigas com uma robustez significativa, que se ilustram na Figura 5.10 (vigas V9). Esta vigas, tudo indica, servem como uma estrutura de transição para encaminhar as cargas dos pilares P1 das consolas de extremidade, descontinuados no primeiro piso, para os pilares dos dois pórticos transversais de cada extremidade.

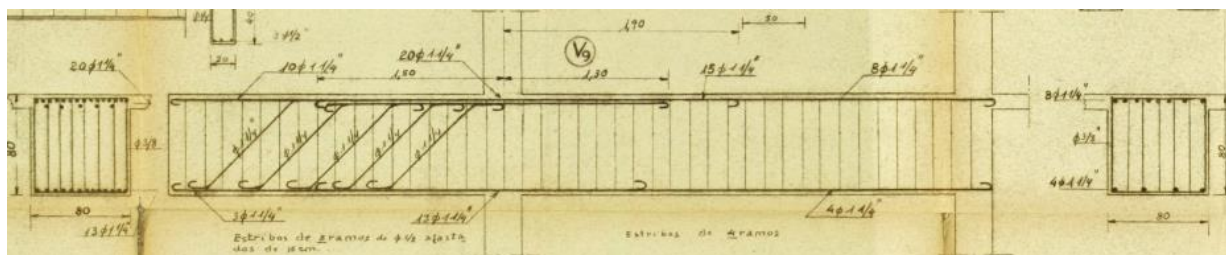


Figura 5.10: Peça desenhada do projeto de estabilidade original das Vigas V9. (Fonte: [35])

Deste modo, relativamente ao primeiro piso, uma vez que a laje do edifício apresenta uma espessura de 0,11 metros, a restrição à rotação dos 16 pilares intermédios ao nível dos pisos é muito limitada comparativamente aos 8 pilares de extremidade que, encastrados pelas vigas V9 (0,80 m x 0,80 m), são bastante mais rígidos e, por conseguinte, serão sacrificados na resposta sísmica do edifício nesta direção, absorvendo a maior parte do esforço transversal ao nível do piso. No sentido de confirmar a diferença muito acentuada de rigidez dos pilares de extremidade para os pilares intermédios, aplicou-se um carregamento horizontal triangular invertido na

direção longitudinal do edifício e analisou-se a distribuição de esforço transverso pelos pilares do piso térreo. Comprova-se que 70% da força aplicada é absorvida pelos 8 pilares de extremidade enquanto a restante força é distribuída pelos 16 pilares intermédios, como ilustrado na Figura C1 no Anexo C.3. Assim, com vista a melhorar o equilíbrio de esforço transverso longitudinalmente dos pilares, introduziram-se elementos com flexão em regime elástico, materializados por faixas de laje com 1,0 metro de largura e 0,11 metros de espessura, nos alinhamentos dos pilares para simular o comportamento da laje, conforme ilustrado na Figura C3 no Anexo C. Isto porque a laje foi modelada como diafragma rígido, logo não introduz nenhuma restrição à rotação nos pilares, apenas garante a transmissão dos deslocamentos de forma uniforme pelos pilares.

Outro aspeto particular destes blocos de habitação, ilustrado na Figura 5.11, reside no facto de os três pórticos de extremidade mais próximos da Avenida Infante Santo serem afetados pelo bloco comercial de lojas e escritórios, que se dispõem paralelamente ao longo da Avenida, o que faz com que estes 6 pilares de extremidade se prolonguem por mais dois pisos até à cota da Avenida Infante Santo, conferindo-lhes condições de apoio diferentes dos restantes. Este aspeto não se traduzirá em grandes diferenças no comportamento do edifício na direção longitudinal, podendo apenas ter influência na direção transversal, do ponto de vista da vibração, dado que pode ser introduzida alguma excentricidade. No entanto, considerou-se razoável desprezar o bloco das lojas nos modelos numéricos desenvolvidos, uma vez que os pilares das lojas estão travados à cota dos seus pisos, longitudinalmente e transversalmente, através da laje que os liga ao muro de suporte que envolve toda a estrutura das lojas. Note-se que também existem outros pilares adicionais encarregues por suportar o bloco comercial e que o terreno de fundação, apesar de ser uma rocha com alterações, apresenta alguma rigidez.

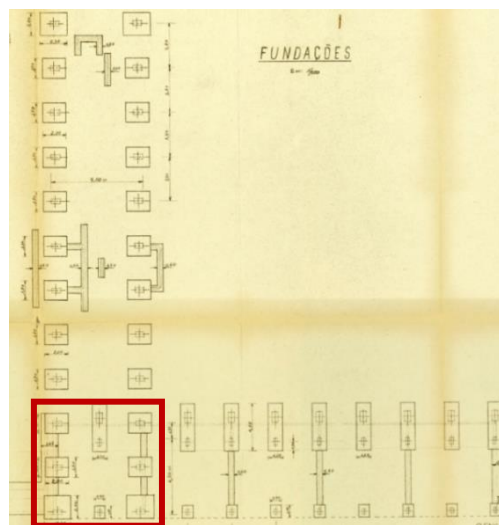


Figura 5.11: Planta das fundações do bloco de habitações e do bloco de lojas. (Fonte: [35])

Por último, refere-se também que nos modelos desenvolvidos foram considerados troços rígidos nos pilares, correspondentes à interseção entre pilar e viga, dado que os elementos nos programas são conectados pela linha média e para considerar rigorosamente o vão livre dos pilares há que reduzi-los tendo em conta as alturas das vigas. Apresentam-se os modelos finais com paredes na Figura C4 no Anexo C.

5.3.7. Análise Modal

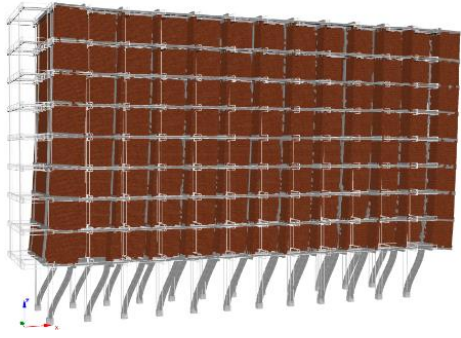
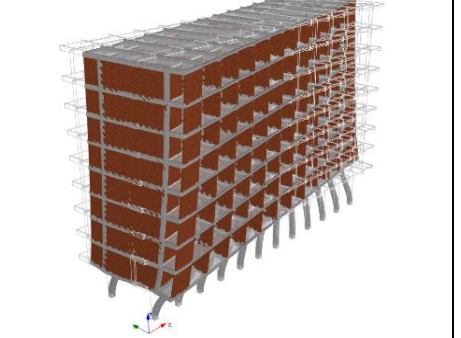
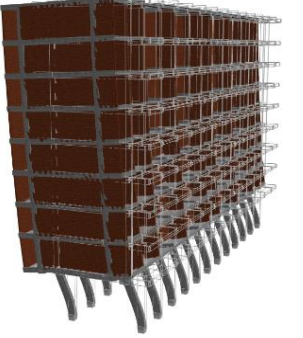
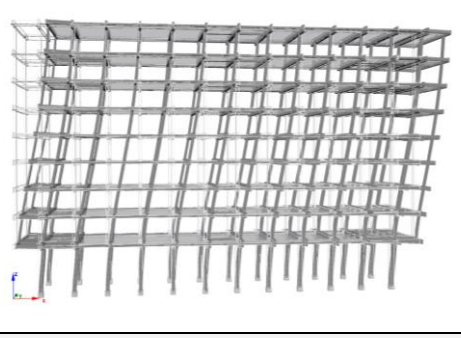
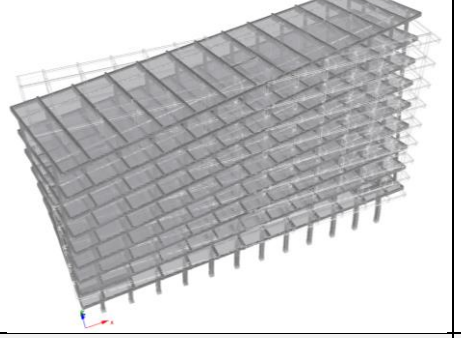
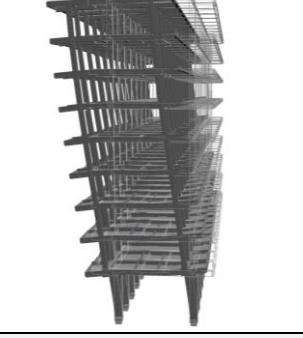
Realizou-se uma análise modal aos modelos tridimensionais desenvolvidos em ambos os programas, com e sem a consideração das paredes de alvenaria (PA), com o objetivo de obter as características dinâmicas da estrutura, nomeadamente modos de vibração e as suas respetivas frequências naturais e fatores de participação de massa (M_{Xn} , M_{Yn} , M_{Zn} , R_X , R_Y , R_Z). As frequências obtidas nesta análise foram comparadas com as obtidas nos anteriores estudos feitos ao edifício, bem como com as frequências experimentais determinadas nos ensaios *in situ* realizados por [36], com vista à calibração do modelo numérico desenvolvido. Os resultados apresentam-se na Tabela 5.7.

Tabela 5.7: Propriedades dinâmicas da estrutura, com e sem PA, obtidas através de uma análise modal aos modelos numéricos desenvolvidos no Sap2000 e no Seismostruct

Modo	Paredes de Alvenaria (PA)	Programa numérico	Período (s)	Frequência (Hz)	Frequência experimental (Hz) [36]	M_{Xn}	M_{Yn}	R_X	R_Y	R_Z
1 (X)	Com PA	SEISMOSTRUCT	1,03	0,97	1,08	99%	0%	0%	0%	0%
		SAP2000	1,20	0,84		98%	0%	0%	1%	0%
	Sem PA	SEISMOSTRUCT	2,77	0,36	-	76%	0%	0%	7%	0%
		SAP2000	3,71	0,27		77%	0%	0%	6%	0%
2 (r)	Com PA	SEISMOSTRUCT	0,62	1,60	-	0%	0%	0%	0%	98%
		SAP2000	0,77	1,30		0%	8%	1%	0%	85%
	Sem PA	SEISMOSTRUCT	1,08	0,93		0%	0%	0%	0%	81%
		SAP2000	1,23	0,81		0%	0%	0%	0%	82%
3 (Y)	Com PA	SEISMOSTRUCT	0,59	1,69	1,75	0%	100%	0%	0%	0%
		SAP2000	0,73	1,37		0%	84%	7%	0%	8%
	Sem PA	SEISMOSTRUCT	1,02	0,98	-	0%	81%	18%	0%	0%
		SAP2000	1,20	0,83		0%	82%	16%	0%	0%

Como é possível observar na Tabela 5.7, os três primeiros modos de vibração dos modelos (com e sem paredes de alvenaria) apresentam contribuições significativas para a resposta global da estrutura, mobilizando-se quase a totalidade da massa da estrutura em cada modo, pelo que se consideram suficientes para caracterizar o comportamento dinâmico da estrutura. Como seria expectável, o primeiro modo de vibração da estrutura corresponde ao modo fundamental de translação segundo a direção longitudinal (X), uma vez que, apesar de o edifício se desenvolver longitudinalmente nesta direção, a sua estrutura resistente às ações horizontais está toda orientada segunda a direção transversal (Y) do edifício, constituída pelos pórticos transversais. O segundo modo caracteriza-se por um movimento de torção segundo o eixo vertical (r), sendo previsível também devido à reduzida rigidez de torção do edifício, muito condicionada pela falta de paredes resistentes, principalmente na direção longitudinal. O terceiro modo corresponde à translação segundo a direção y, sendo necessária uma maior energia para deformar a estrutura, na medida em que os pórticos estão a trabalhar segundo o seu eixo de maior inércia, conferindo um comportamento mais rígido à estrutura. Verifica-se também que para os modos de translação, devido à simetria do edifício em cada direção, os níveis de torção são desprezáveis e, por outro lado, que as configurações dos modos de vibração são diferentes nos modelos com e sem paredes, na medida em que, no primeiro caso, o deslocamento concentra-se no primeiro piso, com os pisos superiores a comportarem-se como um corpo rígido, enquanto no segundo caso o deslocamento entre pisos é relativamente constante. Apresentam-se na Tabela 5.8 as deformadas dos modos de vibração principais dos modelos desenvolvidos no *Seismostruct*, em tudo idênticos aos do SAP2000.

Tabela 5.8: Deformadas dos modos de vibração principais dos modelos da estrutura (*Seismostruct*), com e sem paredes de alvenaria (PA)

Com Paredes de Alvenaria (PA)		
		
1º modo: Translação em X	2º modo: Rotação em Z	3º modo: Translação em Y
Sem Paredes de Alvenaria (PA)		
		
1º modo: Translação em X	2º modo: Rotação em Z	3º modo: Translação em Y

De facto, a introdução das paredes de alvenaria resulta num aumento significativo da rigidez da estrutura, com maior expressão na direção longitudinal, o que pode ser observado pelo aumento quase para o dobro das frequências dos modos fundamentais. Comparando as frequências numéricas fundamentais do edifício obtidas com o *Seismostruct* com as frequências medidas no local por [36], através da Tabela 5.8, é possível confirmar que existe uma aproximação dos valores obtidos, permitindo assim validar a modelação realizada. Note-se que nesta análise linear não se reduziram as rigidezes elásticas dos elementos de betão armado devido à fendilhação, uma vez que se tinha como objetivo comparar com frequências numéricas com as experimentais, logo, em condições de serviço, a rigidez deve ser correspondente aos elementos não fendilhados. A fendilhação será tida em conta automaticamente pelo programa uma vez que se irão realizar análises não lineares com modelos de fibras e rótulas plásticas que já consideram esse efeito na relação constitutiva do betão. Apresentam-se na Tabela 5.9 as frequências numéricas obtidas em anteriores estudos realizados ao edifício, salientando o de [40], que utilizou uma versão mais antiga do *Seismostruct* e chegou a resultados das propriedades dinâmicas da estrutura semelhantes aos obtidos nesta dissertação.

Tabela 5.9: Frequências numéricas em Hz obtidas em anteriores estudos realizados ao edifício

Frequências numéricas (Hz)					
Programa	Fonte	Sem PA		Com PA	
		Direção		Direção	
		X	Y	X	Y
PORANL	(Rodrigues,2005) [36]	-	-	1,17	1,75
	(Silva,2008) [37]	0,44	1,21	-	-
	(Milheiro,2008) [38]	0,44	1,22	1,19	1,53
	(Mota,2010) [39]	0,43	1,22	-	-
SEISMOSTRUCT	(Furtado,2013) [40]	0,3	0,64	0,97	1,76
SEISMOSTRUCT	Presente dissertação	0,36	0,98	0,97	1,69
SAP2000		0,27	0,83	0,84	1,37

No que toca às diferenças verificadas nas frequências dos modos de vibração entre os dois programas, é notório que os modelos desenvolvidos no SAP2000 apresentam uma rigidez inferior, facto para o qual não se encontra uma razão explícita, mas poderá estar relacionado com as várias hipóteses diferentes de modelação adotadas entre programas. De facto, comparando características dinâmicas de um simples pórtico de um piso desenvolvido em ambos os programas, são também detetadas diferenças, a nível das frequências, da mesma ordem de grandeza às obtidas para edifício em estudo.

5.4. Análise Estática Não Linear – “Pushover”

As análises estáticas não lineares (análises “Pushover”), caracterizadas por uma representação do comportamento não linear dos elementos estruturais, permitem uma determinação rigorosa da capacidade resistente da estrutura e do seu modo de plastificação [12]. São usadas principalmente no âmbito de análise e/ou reforço de edifícios existentes com o objetivo de identificar as principais deficiências das estruturas que comprometem o seu desempenho sísmico. Neste sentido, a avaliação do desempenho sísmico de uma estrutura através de uma análise “Pushover” pode ser estruturada em três passos principais: determinação da capacidade, determinação da exigência e determinação do desempenho.

A determinação da capacidade da estrutura é obtida diretamente da análise “Pushover” que consiste em solicitar a estrutura horizontalmente de forma progressiva, mantendo as forças gravíticas constantes. O carregamento monotónico lateral pretende simular as forças de inércia que se geram na estrutura devido à ação sísmica, de modo que o EC8-1 sugere dois tipos de distribuição para estes carregamentos laterais: (i) distribuição modal, proporcional às forças de inércia correspondentes aos modos de translação fundamentais na direção considerada, determinados na análise modal; e (ii) distribuição uniforme, proporcional à massa independentemente da altura. Existem ainda análises “Pushover” adaptativas, que seguem a mesma filosofia das convencionais, com a diferença de que a distribuição das cargas laterais crescentes tem em conta a acumulação de danos e, conseqüentemente, a modificação dos parâmetros modais, logo os vetores de carga são atualizados em cada etapa da análise por forma a representar a degradação progressiva da rigidez [69]. O objetivo destas análises é obter a curva de capacidade ou curva “Pushover” da estrutura que, na prática, traduz a relação entre o esforço de corte basal e o deslocamento no topo da estrutura (Centro de Massa do último piso). Realça-se que a curva de capacidade é uma característica intrínseca da estrutura, que descreve o seu comportamento quando submetida a uma distribuição de forças lateral crescente, pelo que se salienta que a curva de capacidade não

depende do tipo de ação sísmica a que a estrutura está sujeita. Naturalmente, para se obter a curva de capacidade da estrutura é necessário o desenvolvimento de um modelo não linear da estrutura bem como um software específico para análises não lineares. Para finalizar as análises “Pushover”, uma vez que os sismos podem atuar em qualquer sentido, o EC8-1 recomenda que estas análises sejam realizadas nos sentidos positivos e negativos das duas direções horizontais, para cada padrão de carga, assim como devem ser tidos em conta os efeitos acidentais de torção. Apesar desta recomendação, neste estudo, os efeitos da excentricidade acidental não foram considerados, visto que provavelmente as diferenças resultantes seriam mínimas face ao esforço adicional associado.

Relativamente à definição do carregamento lateral incremental nos programas computacionais, este pode consistir em forças ou deslocamentos aplicados à estrutura, resultando numa análise “Pushover” baseada em forças ou numa análise “Pushover” baseada em deslocamentos, respetivamente. Contudo, salienta-se que a análise “Pushover” baseada em deslocamentos, em análises convencionais, pode ocultar a verdadeira resposta da estrutura, nomeadamente a formação de pisos flexíveis, uma vez que é assumida “a priori” uma deformada à estrutura. Desta forma, neste estudo, adotaram-se apenas análises “Pushover” baseadas em forças. Adicionalmente, é preciso definir o tipo de controlo do padrão de cargas laterais, isto é, o controlo dos fatores de incremento de cargas que são multiplicados aos valores de cargas laterais nominais. Nas análises “Pushover” realizadas no âmbito desta dissertação, os fatores de incremento de cargas foram controlados pela definição de um deslocamento último do nó de controlo (centro de massa do último piso), que vai determinar o fim da análise, e pelo número de *steps* ou incrementos com os quais se atinge o deslocamento máximo definido. Nota-se que quanto maior o número de *steps*, mais refinada será a curva de capacidade e maior será o número de *outputs* da análise [12].

Obtida a curva de capacidade, para se poder avaliar o desempenho sísmico da estrutura, é necessário determinar a respetiva exigência sísmica, traduzida pelo deslocamento-alvo, que corresponde ao máximo deslocamento a que a estrutura estará sujeita para a ação sísmica regulamentar condicionante. Para tal, diversos métodos foram propostos, tais como o método do espectro de capacidade ou o método do coeficiente, detalhados no regulamento ATC40. Contudo, nesta dissertação será utilizado o Método N2 sugerido no EC8-1.

No seguimento da determinação da máxima resposta da estrutura para o sismo regulamentar, a determinação do desempenho da estrutura, de acordo com o EC8-3, baseia-se na avaliação do estado de elementos individuais para esse nível de deformação imposto à estrutura, nomeadamente no controlo do esforço transversal e rotações de corda dos elementos estruturais.

Apresentam-se de seguida os resultados relativos às análises “Pushover” para os modelos numéricos do caso de estudo descrito no Capítulo 3, com e sem paredes, desenvolvidos em ambos os programas, SAP2000 e *Seismostruct*. Foram realizadas análises “Pushover” convencionais, com distribuições modais e uniformes, para os dois programas computacionais e ainda análises “Pushover” adaptativas com o programa *Seismostruct*. Os parâmetros avaliados nesta análise de vulnerabilidade sísmica do caso de estudo são essencialmente os *drifts* máximos entre pisos e as curvas de capacidade associadas aos critérios de desempenho relativos à capacidade última de corte e à capacidade última de rotação da corda, definidos no EC8-3 para o estado limite de Danos Severos ($T_r = 308$ anos). O deslocamento alvo será calculado de acordo com o Método N2 e comparado com o

determinado pelo programa *Seismostruct*. As capacidades últimas de corte e de rotação da corda dos elementos (ver expressões apresentadas na secção 5.3.) são calculadas automaticamente pelo programa *Seismostruct*, que tem incorporado no seu processamento as respetivas expressões do EC8-3, cujos resultados serão validados através da aplicação das mesmas expressões (ver Anexo C.4). Por outro lado, há ainda que salientar o facto de o *Seismostruct* permitir que se definam três hipóteses de desempenho dos elementos quando estes atingem as respetivas capacidades últimas ao corte ou à rotação da corda segundo o EC8-3. Ou seja, o programa permite que, quando os elementos estruturais atingem certo critério de segurança do EC8-3, estes mantenham a sua resistência, “*Keep Strength*”, mantenham parte da sua resistência, “*Residual Strength*” ou sejam eliminados, “*No Residual Strength*”. Assim, serão exploradas as hipóteses de “*Residual Strength*”, definindo-se uma percentagem de resistência residual de 30% da resistência total, e “*Keep Strength*”, com vista a identificar a progressão dos danos ao longo da estrutura e da sua curva de capacidade.

5.4.1. Determinação da Capacidade da Estrutura

Começa-se por apresentar na Figura 5.12 as curvas de capacidade da estrutura para os modelos desenvolvidos nos dois programas, *SAP2000* e *Seismostruct*, com e sem paredes de alvenaria (PA), e para as duas direções principais. Nota-se que, devido à sua simetria, o comportamento da estrutura nos sentidos positivo e negativo das duas direções horizontais é idêntico, pelo que apenas se apresentam as curvas de capacidade da estrutura no sentido positivo da análise. A análise termina quando a estrutura atinge a sua capacidade ou se torna instável pela formação de um mecanismo, no entanto, considera-se o deslocamento último da estrutura quando o valor máximo da força de corte apresenta uma redução de 20%, como indicado no EC8-3.

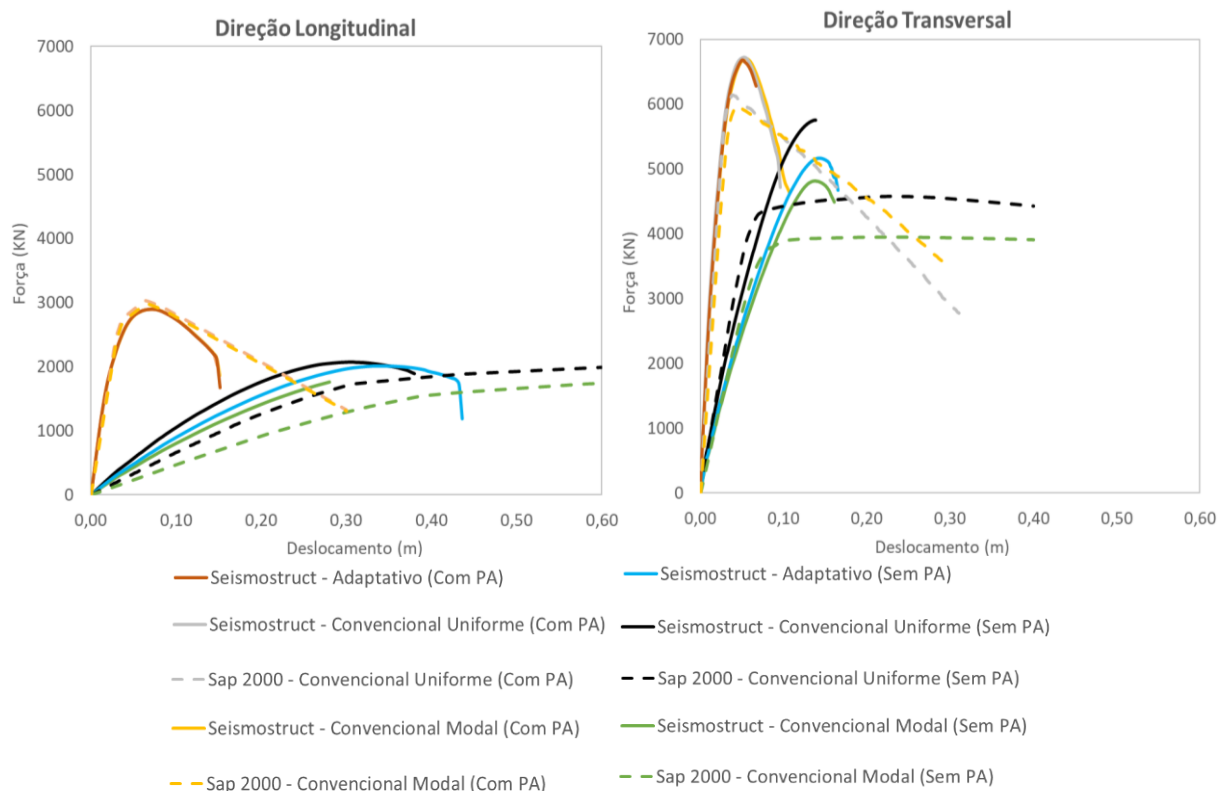


Figura 5.12: Comparação de Curvas de Capacidade resultantes de análises “Pushover” realizadas no SAP2000 e Seismostruct (com e sem a consideração das PA) para os diferentes padrões de carga

Primeiramente, da análise da Figura 5.12, é possível observar que as paredes de enchimento de alvenaria (PA), apesar de serem elementos frágeis com uma resistência limitada, contribuem significativamente para a rigidez e resistência global da estrutura, podendo influenciar substancialmente o desempenho sísmico do edifício, pelo que devem ser consideradas na análise. Por outro lado, nos modelos com paredes verificam-se deslocamentos últimos inferiores comparativamente aos modelos sem paredes. Em termos de comparação das curvas de capacidade da estrutura resultantes dos diferentes padrões de carga das análises “*Pushover*”, verifica-se que a distribuição uniforme conduz a uma maior rigidez e capacidade resistente. Como seria expectável, é notório na Figura 5.12 que a direção com maior capacidade resistente é a direção transversal, uma vez que é a direção dos pórticos da estrutura.

A nível da comparação das curvas “*Pushover*” entre programas, associadas aos diferentes padrões de carga e para os modelos com e sem paredes de alvenaria, observa-se que os modelos desenvolvidos no SAP2000 apresentam uma resistência horizontal ligeiramente inferior, em geral. Consta-se também que, nos modelos sem as paredes de alvenaria, a abordagem de plasticidade concentrada utilizada no SAP2000 não reproduz o efeito de degradação da resistência (bem exibido nas curvas do *Seismostruct*), uma vez que estes modelos reproduzem uma linha constante com rigidez praticamente nula após o pico de máxima resistência (semelhante a um comportamento elástico-perfeitamente plástico). Apesar das diferenças entre os resultados dos dois programas, que se podem justificar pelas distintas opções de modelação adotadas e complexidades dos programas, consideram-se válidas as curvas “*Pushover*” obtidas, assumindo os resultados do *Seismostruct* como referência. Desta forma, daqui em diante, a segurança da estrutura será avaliada para a análise “*Pushover*” adaptativa realizada no *Seismostruct*, por se considerar a mais realista. Não obstante, nota-se que os modelos de plasticidade concentrada utilizados no SAP2000 constituem uma interessante alternativa aos modelos mais complexos de fibras, uma vez que necessitam de um tempo de esforço computacional significativamente inferior.

5.4.2. Determinação da Exigência Sísmica - Deslocamento-Alvo

O deslocamento-alvo (DA) para o edifício em estudo é calculado automaticamente pelo programa *Seismostruct* para os diferentes estados limites, onde é pedido que se introduza o espectro elástico referente à ação sísmica regulamentar definida no anexo nacional, o tipo de sismo e o tipo de solo. Como meio de confirmação dos resultados do programa calculou-se também o deslocamento-alvo através da metodologia descrita no EC8-1 (Método N2), para as curvas de capacidade resultantes da análise “*Pushover*” adaptativa.

A descrição do Método N2 pode ser consultada com detalhe no Anexo B do EC8-1 [24] e pode ser resumida nos seguintes passos, com base em [12]:

- (1): Análise “*Pushover*” e definição da curva de capacidade da estrutura;
- (2): Transformação do sistema MDOF num sistema equivalente SDOF (1 grau de liberdade);
- (3): Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica;
- (4): Determinação do período do sistema SDOF idealizado;
- (5): Determinação do deslocamento-alvo para o sistema idealizado SDOF;
- (6): Determinação do deslocamento-alvo para o sistema MDOF.

Apresenta-se de seguida a descrição, em simultâneo com aplicação ao caso de estudo, do Método N2:

Passo 1: Análise “Pushover” e definição da curva de capacidade da estrutura

As curvas de capacidade obtidas da análise “Pushover” apresentam-se na Figura 5.12.

Passo 2: Transformação do sistema MDOF num sistema equivalente SDOF (1 grau de liberdade).

A transformação do sistema modelado de vários graus de liberdade (MDOF) num sistema equivalente com apenas um grau de liberdade (SDOF) é feita através da aplicação de um coeficiente de transformação Γ , calculado através da expressão (20) [9]:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (20)$$

Em que: ϕ_i é o deslocamento normalizado do piso i ; m_i é a massa do piso i , m^* é a massa do sistema equivalente com um só grau de liberdade (SDOF) e \bar{F}_i é a força lateral normalizada dada por $m_i \phi_i$.

Os dados necessários para a determinação dos coeficientes de transformação apresentam-se na Tabela C8 do Anexo C.3. Com base nos coeficientes de transformação, Γ , é possível determinar a força de corte na base (F^*) e o deslocamento do nó de controlo (d^*) do sistema de 1 grau de liberdade, dividindo a força de corte na base e o deslocamento do nó de controlo do sistema MDOF pelo coeficiente de transformação, respetivamente.

Passo 3: Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástico

O deslocamento de cedência do sistema idealizado SDOF é calculado pela expressão (21):

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (21)$$

Em que: d_m^* , E_m^* e F_y^* correspondem ao deslocamento associado à formação do mecanismo plástico, à energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico e à força de cedência do sistema SDOF, respetivamente.

Os valores dos parâmetros necessários para a determinação da relação idealizada elasto-perfeitamente plástica encontram-se na tabela C9 no Anexo C.3 e as curvas idealizadas apresentam-se na Figura 5.13.

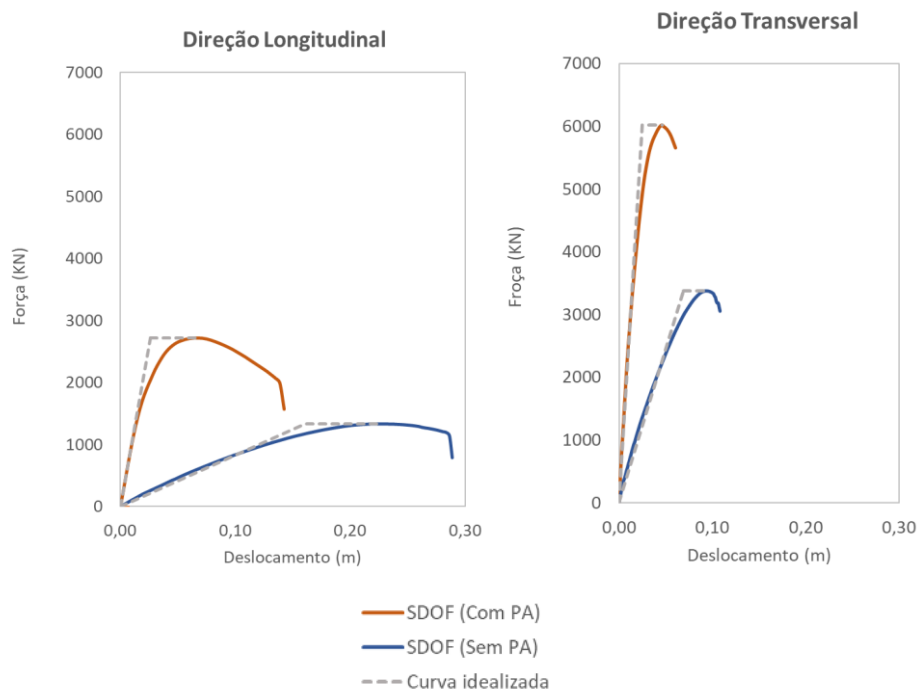


Figura 5.13: Relações idealizadas Força/Deslocamento elasto-perfeitamente plásticas.

Passo 4: Determinação do período do sistema SDOF idealizado

Os períodos dos sistemas idealizados SDOF dos modelos com e sem paredes de alvenaria (PA), determinados de acordo com a equação (22), são apresentados na tabela C10 no Anexo C.3.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (22)$$

Passo 5: Determinação do deslocamento-alvo para o sistema idealizado SDOF

Uma vez que os sistemas SDOF equivalentes apresentam um período médio a longo ($T^* \geq T_C$), considerando a ação sísmica condicionante ($T_r = 308anos$) definida na secção 5.3.5.2., o respetivo deslocamento alvo (d_t^*) é determinado diretamente pela interseção do período idealizado com o espectro elástico de dimensionamento, através da expressão (23), conforme ilustrado na Figura 5.14. Apresentam-se na Tabela C11 no Anexo C.3 os valores dos deslocamentos alvos (d_t^*) dos sistemas SDOF equivalentes.

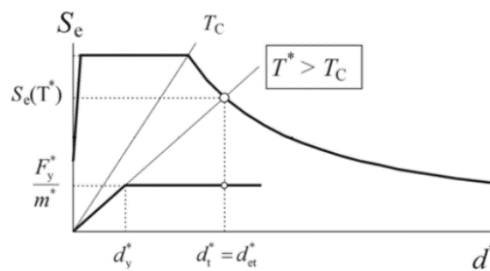


Figura 5.14: Determinação do deslocamento alvo para o sistema SDOF equivalente para períodos médios e longos ($T^* \geq T_C$)

$$d_t^* = S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (23)$$

Passo 6: Determinação do deslocamento-alvo para o sistema MDOF

Finalmente, o deslocamento-alvo da estrutura, com e sem paredes, para a ação sísmica regulamentar correspondente à verificação ao Estado Limite SD ($T_r = 308anos$), é determinado multiplicando o deslocamento-alvo do sistema idealizado SDOF pelo coeficiente de transformação (Γ). Assim, na Tabela 5.10, comparam-se os valores do deslocamento-alvo do sistema MDOF obtidos aplicando o Método N2 com os calculados automaticamente pelo programa, permitindo validá-los.

Tabela 5.10: Comparação dos valores dos Deslocamentos Alvo da estrutura, com e sem PA, entre o Método N2 e o *Seismostruct*

Direção	Deslocamento Alvo ($T_r = 308anos$) - d_t (m)			
	Com PA		Sem PA	
	Método N2	<i>Seismostruct</i>	Método N2	<i>Seismostruct</i>
Longitudinal (X)	0,051	0,060	0,129	0,114
Transversal (Y)	0,033	0,038	0,081	0,079

Pode-se observar através da Tabela 5.10 que a introdução da modelação do comportamento das paredes de alvenaria de enchimento (PA), ao conferirem um aumento de rigidez à estrutura, reduzem também a deformação máxima a que a estrutura estará sujeita para a ação sísmica regulamentar, o que é benéfico comparativamente ao modelo sem estes elementos não-estruturais. A título demonstrativo deixa-se em anexo (Tabela C12) o quadro com os valores de deslocamento-alvo para as análises "Pushover" convencionais com distribuições modais e uniformes, calculados pelo programa *Seismostruct*. Verifica-se que a distribuição uniforme conduz a deslocamentos alvos inferiores relativamente à distribuição modal e à análise adaptativa.

5.4.3. Determinação do Desempenho Sísmico do Caso de Estudo

Drifts

Em primeiro lugar, importa analisar os *drifts* entre pisos de modo a perceber a resposta estrutural ao sismo e a influência que a consideração, ou não, do comportamento das paredes de alvenaria de enchimento nos modelos 3D tem nesta resposta. As Figuras 5.15 e 5.16 deixam bem patente o efeito que a irregularidade estrutural em altura do edifício, originada pela variação de rigidez lateral ao nível do primeiro piso, produz na deformada da estrutura. Efetivamente, é esperado que o edifício, para o nível de exigência prescrito em Lisboa para o estado limite de Danos Severos do EC8-3, seja propício à formação do mecanismo plástico local de piso flexível (“*soft-storey*”) no piso vazado, o que se traduz numa concentração das exigências de deformação neste piso, não permitindo à estrutura explorar a ductilidade disponível em todos os seus elementos estruturais, ao contrário do que acontece no modelo sem as paredes que apresenta uma resposta em altura mais regular. Neste sentido, é possível observar que o *drift* do piso térreo do modelo com paredes é cerca do dobro do *drift* do modelo sem paredes, em ambas as direções, sendo o piso vazado claramente o piso vulnerável do edifício e a direção longitudinal onde se atingem maiores deslocamentos e o *drift* máximo, dada a menor rigidez.

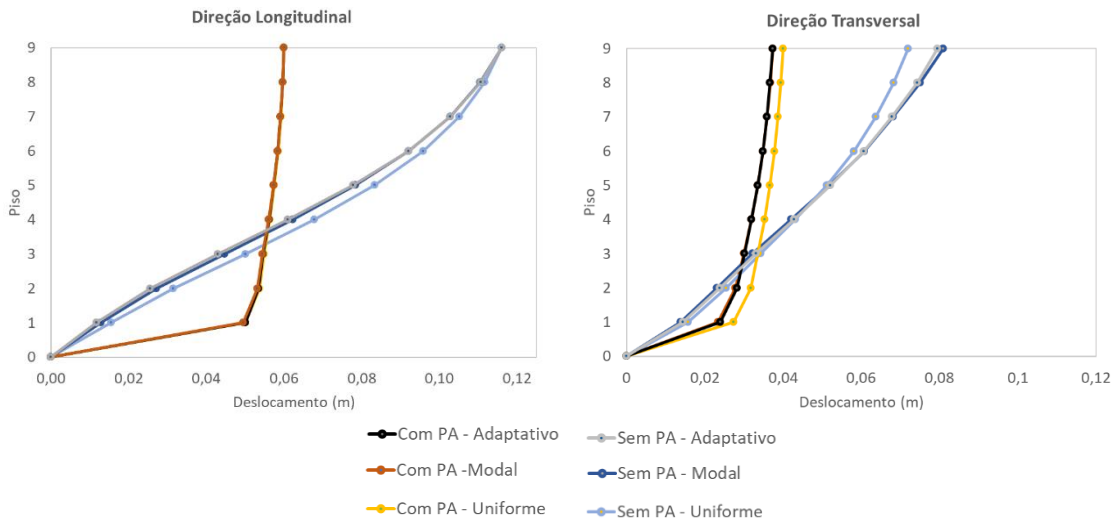


Figura 5.15: Deslocamentos estruturais para o deslocamento alvo imposto à estrutura nas diferentes análises “Pushover”.

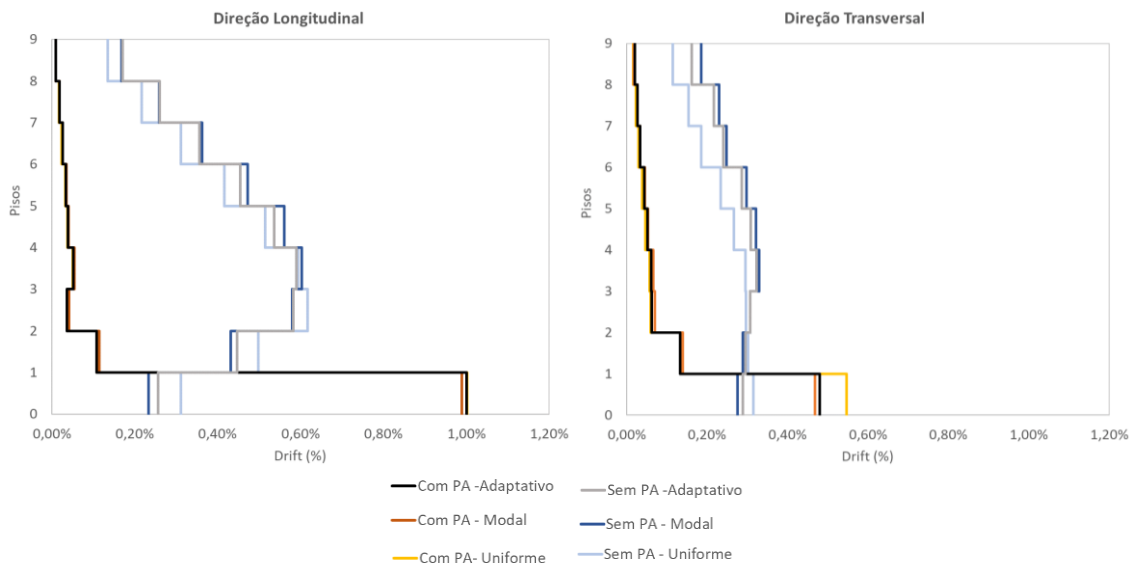


Figura 5.16: Drifts para o deslocamento alvo imposto à estrutura nas diferentes análises “Pushover”.

Confrontando os resultados de *drifts* obtidos do edifício com certas recomendações internacionais (Tabela 5.11), confirma-se que ao nível do rés-do-chão, na direção longitudinal, o edifício está muito próximo de atingir, ou já atingiu, os limites recomendados para o estado limite de danos extensos, que está associado ao risco de perda de vidas humanas, enquanto na direção transversal, aparentemente, se verifica a segurança.

Tabela 5.11: Limites de Drifts segundo recomendações internacionais (adaptado de [40])

Níveis de Desempenho	Drift limite			
	VISION2000 [43]	FEMA-356 [44]	Gobarah [70]	ATC-40 [71]
Dano moderado	0,50%	1%	0,50%	1-2%
Danos extensos	1,50%	1-2%	0,80%	2%
Colapso iminente	2,50%	4%	1%	2,5%

De acordo com o EC8-1, apesar de se aplicar a construções novas, é estabelecido um limite superior para os deslocamentos relativos entre pisos no valor de $0,005h_s/v_r$, em que h_s representa a altura do piso e v_r um coeficiente de redução da intensidade da ação sísmica associado ao requisito de limitação de danos, que para edifícios correntes (classe de importância II) toma o valor de 0,4, o que corresponde a um *drift* máximo entre pisos de 1,25%. Através das Figuras 5.15 e 5.16 é possível observar que, para os modelos sem a consideração das paredes, os deslocamentos relativos entre pisos estão significativamente abaixo dos requisitos do EC8-1, contudo, com a introdução das paredes, na direção longitudinal verifica-se um *drift* da ordem dos 1,00% ao nível piso térreo, resultado mais próximo dos limites do EC8-1. Por outro lado, o EC8-1 exige também a verificação da necessidade de serem considerados os efeitos de segunda ordem, realizada através da determinação do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento entre pisos, θ , através da equação (24), que não deve tomar valores superiores a 0,3 e apenas considera desprezáveis estes efeitos se θ for inferior a 0,1.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad (24)$$

Em que: P_{tot} é a carga gravítica total devida a todos os pisos acima do considerado, incluindo este; d_r é o valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos; V_{tot} é a força de corte sísmica total no piso considerado; e h é a altura entre pisos.

Ora, para o primeiro piso, no modelo com paredes na direção longitudinal, verifica-se um valor de θ igual a 0,12, o que, segundo o EC8-1, indica que os efeitos de 2ª ordem não são impeditivos mas deveriam ter sido considerados no dimensionamento do edifício corrigindo os esforços sísmicos de primeira ordem por um fator igual a $1/(1-\theta)$.

Curvas de Capacidade

No que diz respeito aos resultados das análises “*Pushover*”, uma vez que as curvas de capacidade do caso de estudo são muito semelhantes, assim como os respetivos deslocamentos-alvos, a verificação de segurança será avaliada apenas para as curvas de capacidade baseadas em análises “*Pushover*” adaptativas, por se considerarem mais realistas e de modo a não sobrecarregar a demonstração dos resultados.

Através das curvas de capacidade da Figura 5.17, é possível verificar que o modo de rotura da estrutura é controlado pelo colapso por corte dos elementos estruturais, nomeadamente dos pilares do piso térreo, uma vez que, para o deslocamento imposto à estrutura pelo sismo, já muitos destes pilares excederam a sua capacidade ao corte segundo as expressões do EC8-3. Este resultado era esperado dado que o caso de estudo

foi dimensionado sem a consideração adequada do efeito dos sismos, com betão de baixa resistência e com insuficiente armadura transversal. Pode-se concluir que o desempenho sísmico deste edifício é fortemente condicionado pelo mecanismo plástico local de piso flexível que se forma no piso térreo, que faz com que o deslocamento global da estrutura tenha de ser assegurado pela deformação dos pilares do piso vazado, que para além de serem pouco dúcteis, são propícios a um colapso frágil por rotura ao esforço transversal sem que se desenvolva toda a sua capacidade de deformação em flexão.

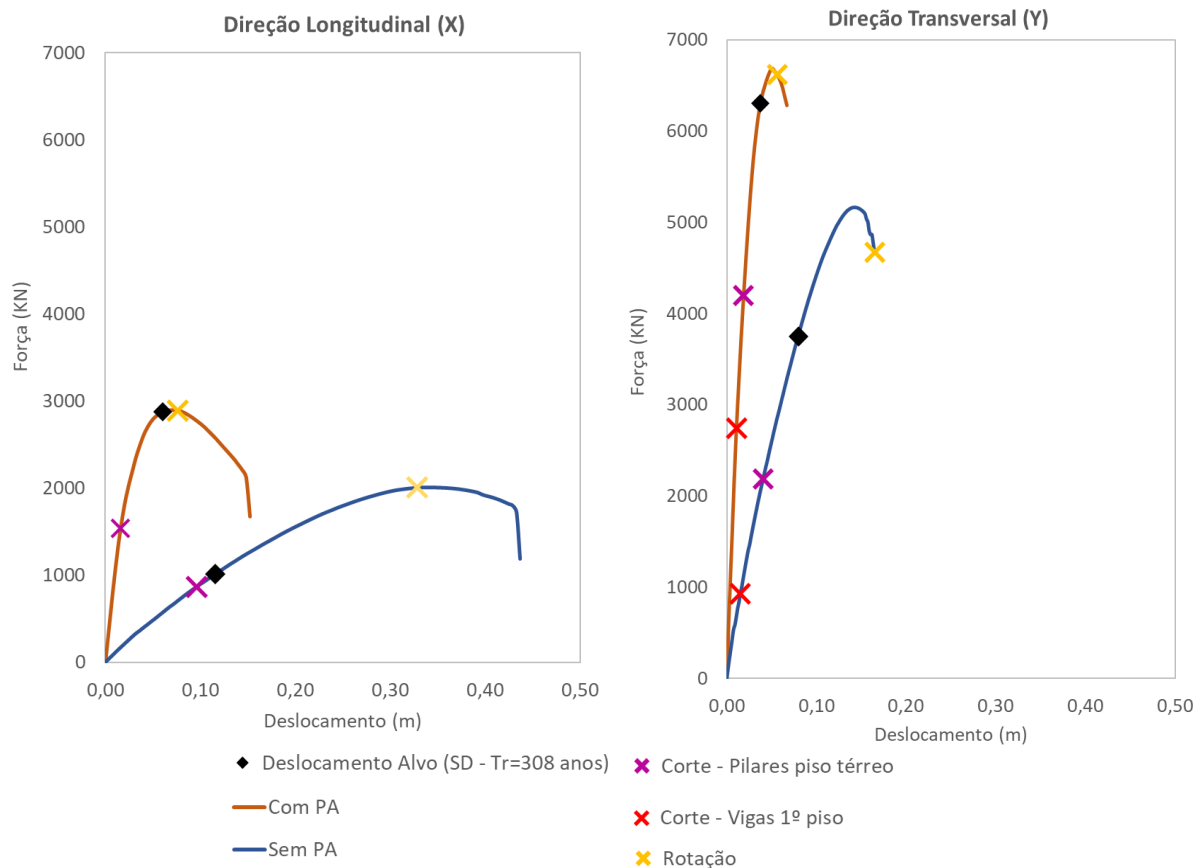


Figura 5.17: Curvas de Capacidade com indicação do Deslocamento-Alvo, associadas aos critérios de segurança do EC8-3.

Com vista a demonstrar as conclusões do parágrafo anterior, o *Seismostruct* permite identificar os elementos que excedem determinada capacidade segundo o EC8-3, bem como a localização de rótulas plásticas, através da sua coloração. A Figura 5.18 apresenta a distribuição das zonas com comportamento não linear da estrutura para o deslocamento máximo imposto pelo sismo (DA), assinalando a verde as zonas onde ocorre a cedência das armaduras. De facto, as deformadas do modelo com paredes deixam clara a concentração das exigências de deformação nos pilares do piso térreo, sendo a ductilidade exigida nestes pilares muito elevada, ao contrário do que acontece nos pisos superiores, que se comportam como um corpo rígido com reduzidas incursões no campo não linear. É notório na Figura 5.18 o mecanismo “*soft-storey*” que se forma no piso térreo, dado que as rótulas plásticas formam-se nos pilares, e pode-se constatar que estes pilares entram em cedência e passam logo para rotura por corte sem transmitir a cedência às vigas e sem atingirem a sua capacidade a sua capacidade em flexão.

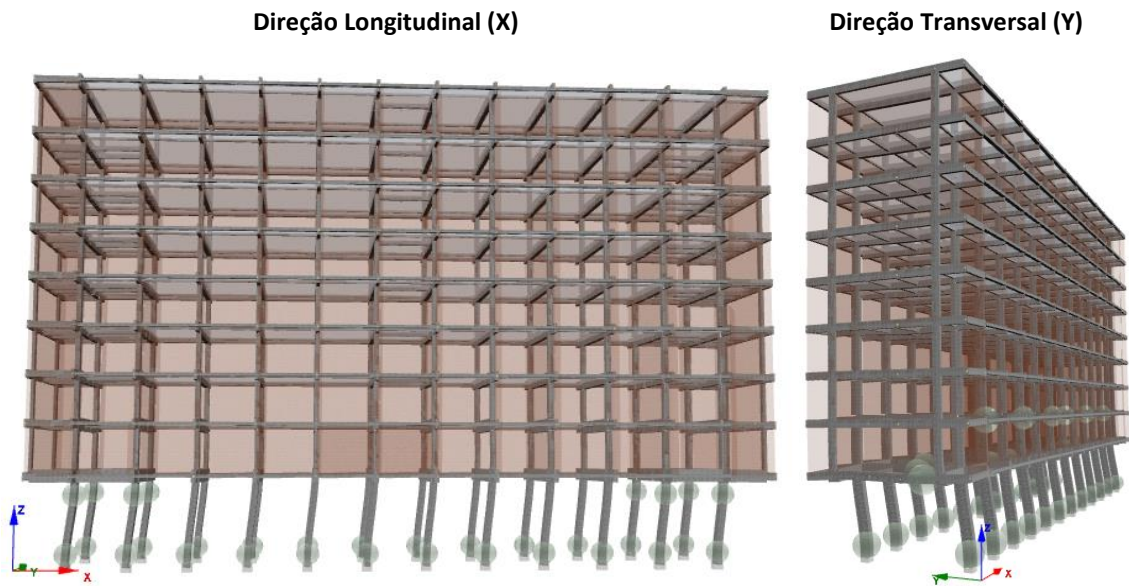
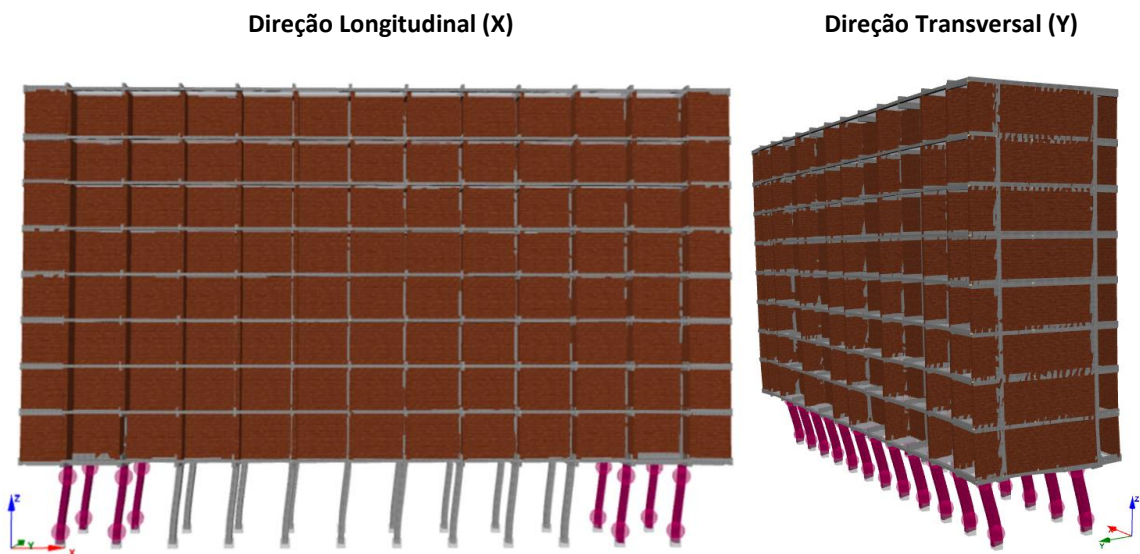


Figura 5.18: Distribuição das zonas com comportamento não linear para o deslocamento-alvo imposto à estrutura (verde – cedência das armaduras).

De seguida, é apresentado na Figura 5.19 o comportamento da estrutura para o deslocamento alvo (DA), destacando os elementos cujas capacidades foram excedidas, de acordo com o EC8-3. Comprova-se que apenas capacidades ao corte foram excedidas, identificadas pela cor lilás, nomeadamente nos pilares do piso térreo. Na direção longitudinal, é visível que os 8 pilares de extremidade do piso térreo são penalizados pela sua maior rigidez, absorvendo grande parte do esforço transversal do piso e, conseqüentemente, atingindo a sua capacidade ao corte, enquanto na direção transversal, apesar de o equilíbrio de esforço transversal ser uniforme ao longo de todos os pilares, dados os maiores esforços envolvidos nesta direção, todos os pilares terão excedido já a sua capacidade ao corte para o deslocamento imposto pelo sismo. Nota-se que na direção transversal, as vigas do primeiro piso atingem a capacidade ao corte do EC8-3 antes dos pilares do piso térreo. Por outro lado, nos modelos sem as paredes, como já referido, a resposta estrutural em altura é mais regular, permitindo que a dissipação de energia da estrutura seja estendida a mais elementos, o que se traduz numa maior capacidade de deformação da estrutura, apesar de menor capacidade resistente.



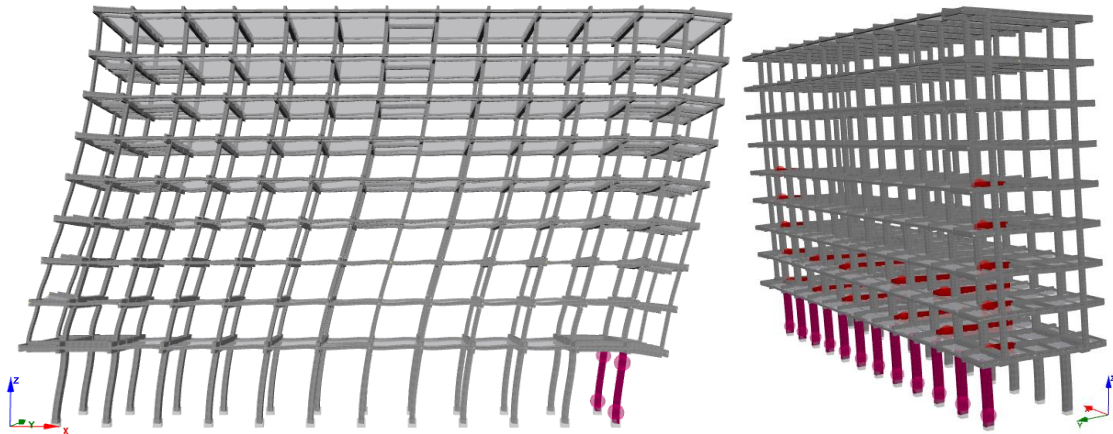


Figura 5.19: Deformadas da estrutura, com e sem PA, para o Deslocamento-Alvo ($T_r = 308$ anos), com indicação dos elementos que excederam a sua capacidade ao corte segundo o EC8-3 (cor lilás).

A Figura 5.21 demonstra o desempenho ao corte dos pilares do piso vazado (modo de rotura condicionante nestes elementos), de acordo com critérios de segurança do EC8-3, ao longo da análise “Pushover” até se atingir a máxima força de corte basal. Assim, na mesma figura, reproduz-se por um lado, nas alíneas (a) e (b), o rácio de desempenho ao corte (Exigência/Capacidade) e, por outro, nas alíneas (c) e (d), a comparação entre a evolução dos valores das exigências (curvas a tracejado) e capacidades (curvas a cheio) ao corte, para se dar conta da ordem de grandeza dos valores envolvidos em cada direção, destacando-se sempre o fator multiplicativo de carga correspondente ao deslocamento-alvo (DA), para o qual se avalia a segurança. Como se pode observar na Figura 5.21 (c) e (d), os valores de resistência ao corte dos elementos podem variar ao longo da análise, uma vez que dependem de fatores como o nível de esforço axial e a exigência de ductilidade em deslocamento, enquanto as exigências crescem linearmente até se atingir a máxima força de corte basal. Na direção longitudinal, mostram-se os resultados de um alinhamento de pilares, dada a simetria do edifício, selecionando apenas alguns pilares representativos, e pode-se concluir que os pilares de extremidade, para o deslocamento-alvo (DA) imposto à estrutura, excedem ligeiramente a sua capacidade ao corte (cerca de 5%) e os pilares intermédios, apesar de verificarem a segurança, estão muito perto de atingirem a sua capacidade. Na direção transversal, selecionaram-se também pilares representativos para demonstrar que nenhum pilar garante a segurança para o deslocamento-alvo (DA), verificando-se agora margens de incumprimento superiores face à direção longitudinal, excedendo-se a capacidade ao corte em cerca de 25% em certos pilares. Os valores apresentados das capacidades ao corte dos elementos estruturais são calculados automaticamente pelo programa *Seismostruct*, contudo, como forma de validação dos mesmos, foram aplicadas as expressões do EC8-3 e os resultados destes cálculos apresentam-se no Anexo C.4 (Tabela C15). A disposição dos pilares em planta representa-se na Figura 5.20.

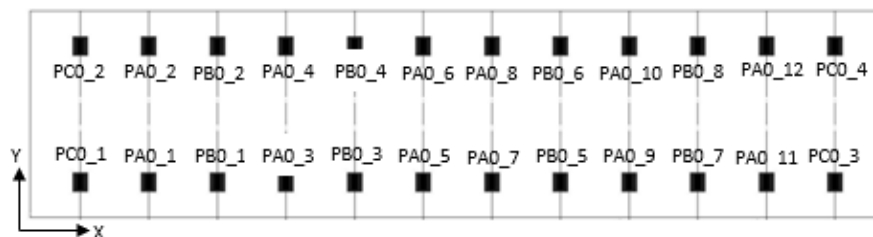


Figura 5.20: Disposição dos pilares em planta. (Adaptado de: [40])

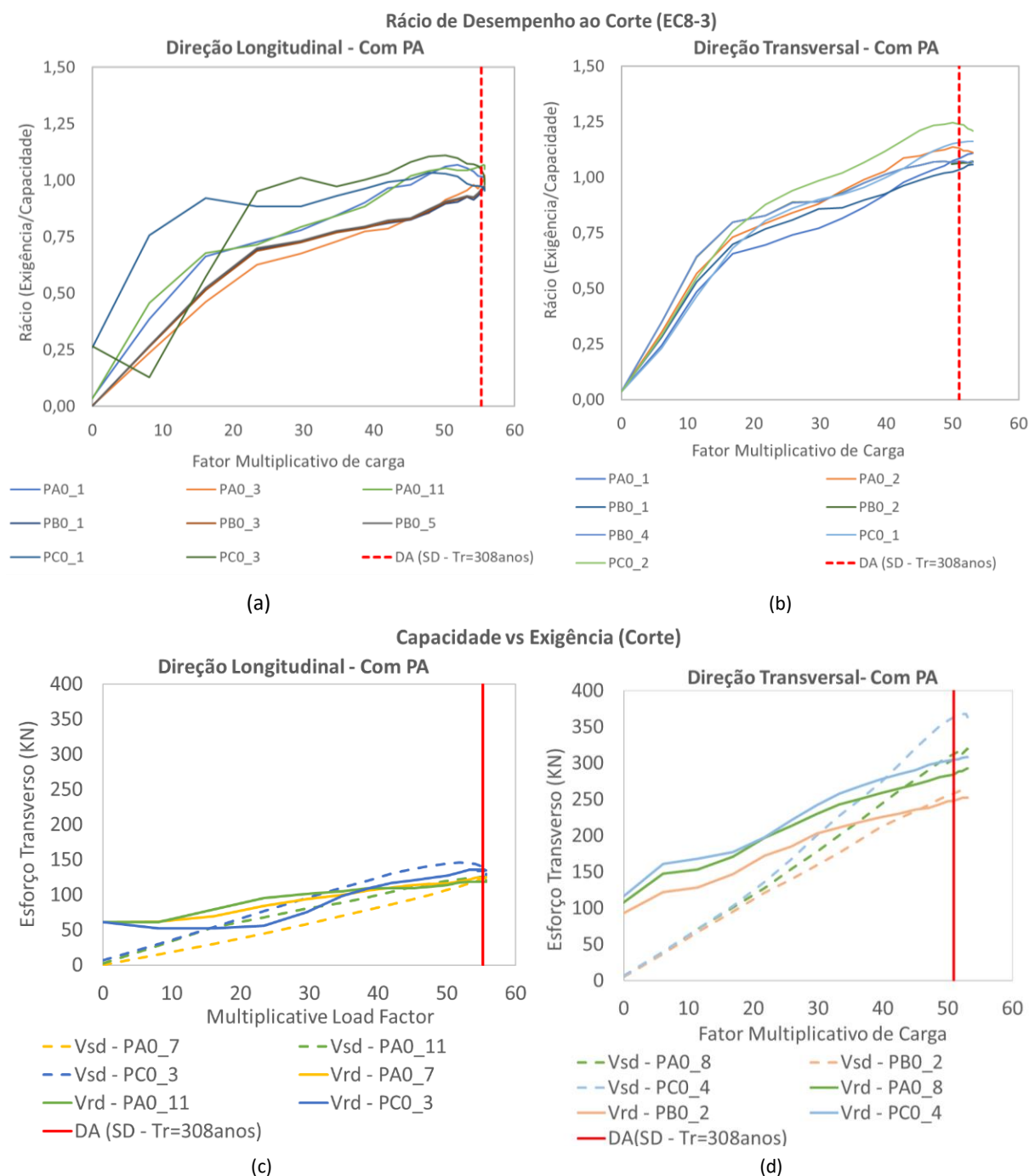


Figura 5.21: Análise do desempenho ao Corte de pilares do piso térreo de acordo com o EC8-3, ao longo da análise: (a) e (b) Rádios de desempenho (Exigência/Capacidade); e (c) e (d) Comparação entre Capacidades (cheio) e Exigências (tracejado).

Por fim, de modo a explorar as potencialidades do programa *Seismostruct* e identificar a progressão dos danos na estrutura, introduziram-se nas análises “*Pushover*” adaptativas certas hipóteses de desempenho aos elementos estruturais quando estes atingem determinado critério de segurança do EC8-3. Neste caso, analisou-se o comportamento da estrutura atribuindo uma resistência residual de 30% (“*Residual Strength*”) da resistência total quando determinado elemento atinge a sua capacidade ao corte ou à rotação da corda, de acordo com o EC8-3. Através das curvas de capacidade da Figura 5.22, que incluem esta hipótese de “*Residual Strength*”, é possível observar que as análises deixam de convergir antes de se atingir o deslocamento-alvo, uma vez que se

criam mecanismos que tornam a estrutura instável quando os pilares do piso térreo atingem a sua capacidade ao corte segundo o EC8-3, o que sugere um colapso prematuro da estrutura.

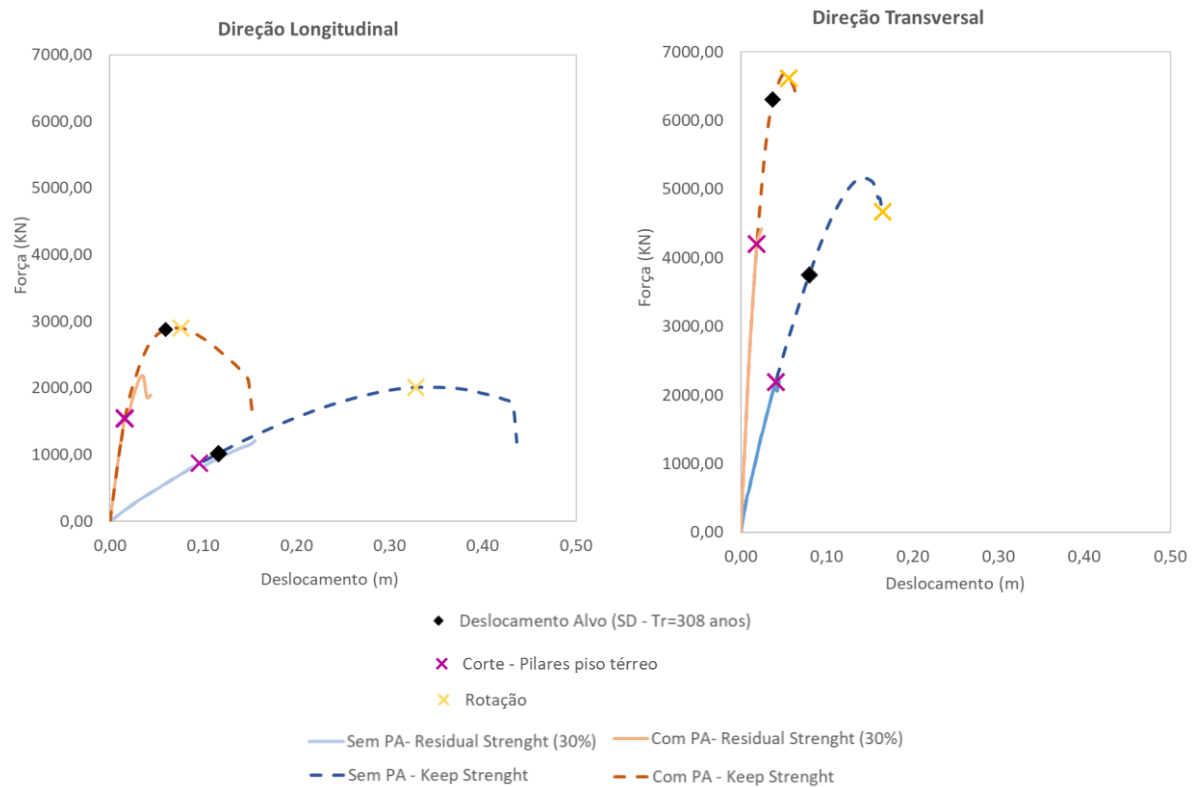


Figura 5.22: Curvas de capacidade, com a adição das hipóteses de desempenho “Residual Strength”, associadas aos critérios de segurança do EC8-3.

Face ao exposto, é possível concluir que, para o deslocamento imposto à estrutura por um sismo com um período de retorno de 308 anos, existem condições suficientes para mostrar que a segurança da estrutura não está assegurada, essencialmente por excedência das capacidades de corte dos pilares do piso térreo, pelo que será necessário sustentar o dimensionamento de uma solução de reforço sísmico para melhorar o comportamento da estrutura e limitar o seu nível de deslocamento estrutural.

5.5. Soluções de Reforço

Com base na análise da vulnerabilidade sísmica do edifício e dos seus componentes, realizada no subcapítulo anterior, pode-se constatar que, devido à irregularidade estrutural do edifício em altura (variação drástica de rigidez e resistência) este edifício é propício à formação de um mecanismo plástico de piso flexível no piso vazado, o que apesar de ser um problema localizado, pode provocar o colapso global.

Deste modo, conclui-se que é necessário o reforço sísmico do caso de estudo com vista a instalar níveis de segurança compatíveis com as exigências atuais, o que pode ser conseguido através do reforço dos elementos estruturais existentes ou através da introdução de novos elementos à estrutura. Assim, tendo como objetivo limitar o nível de deslocamentos a que a estrutura existente vai estar sujeita, e uma vez que o modo de rotura do edifício é controlado pelo colapso por corte dos pilares do piso térreo, as soluções de reforço que se consideram mais adequadas para o melhoramento do comportamento da estrutura enquadram-se nos dois grupos seguintes:

- (i) **Redução das exigências sísmicas:**
 - Introdução de dispositivos dissipadores de energia, aumentando o amortecimento da estrutura;
- (ii) **Melhoria do desempenho original:**
 - Encamisamento de elementos com mantas de fibras de carbono, CFRPs (*Carbon Fibre Reinforced Polymers*), aumentando a resistência ao corte e capacidade de deformação dos elementos estruturais, através do confinamento dos elementos originais;
 - Introdução de contraventamentos metálicos no piso térreo, aumentando a rigidez lateral da estrutura.

Nesta dissertação, apenas se abordarão, de forma simplificada, as soluções de reforço sísmico para melhorar o desempenho original da estrutura.

5.5.1. Reforço por encamisamento de elementos com CFRP

Esta intervenção impõe-se no sentido de evitar o modo prematuro de rotura frágil dos pilares do piso térreo, proporcionando um aumento de resistência ao corte, e também à flexão, nestes elementos, enquadrando-se num tipo de intervenção local, ou seja, não altera, de forma relevante, as propriedades da estrutura. Ao encamisar o elemento, esta solução confere confinamento ao elemento original, conduzindo assim a um aumento de ductilidade e capacidade de deformação. A adoção desta solução com polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP) prende-se essencialmente com a sua maior rapidez e facilidade de aplicação, dado o número significativo de elementos a intervir, assim como o seu impacto mínimo na ocupação do edifício, quando comparada a uma solução com encamisamento em betão. No entanto, é importante realçar a necessidade de um elevado controlo de qualidade e mão de obra especializada para este tipo de solução.

Relativamente ao acréscimo na capacidade de corte, de acordo com o EC8-3, com a aplicação das mantas de CFRP, os seus valores foram determinados automaticamente pelo programa *Seismostruct* e validados através da seguinte expressão (25). Ao confinar o elemento original, o encamisamento irá ter como consequência também um aumento na sua capacidade de rotação última, contudo, visto que os elementos eram controlados por modos de rotura frágeis o foco estará na capacidade ao corte.

$$V_{Rd} = 0,9d \cdot f_{fdd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \left(\frac{w_f}{s_f}\right)^2 \cdot (\cot\theta + \cot\beta) \cdot \text{sen}\beta \quad (25)$$

Em que: d é a altura útil do elemento; $f_{fdd,e}$ é o valor de cálculo da tensão efetiva de destacamento (depende da configuração do reforço); t_f é a espessura das mantas; w_f é a largura dos laminados ou mantas FRP; s_f é o espaçamento entre laminados ou mantas FRP; θ é a inclinação da escora de compressão; e β é o ângulo formado entre fibras e o eixo longitudinal do elemento.

O programa *Seismostruct* permite que sejam selecionados tecidos de fibra de carbono para o reforço estrutural a partir de uma lista dos produtos mais usados no mercado, ou, alternativamente, introduzindo valores definidos pelo utilizador. Desta forma, foi selecionada a manta “*SikaWrap Hex 300C*” da empresa produtora *Sika*, cuja ficha técnica encontra-se no Anexo C.5.1.

5.5.3. Reforço por adição de Contraventamentos Metálicos

Este tipo de reforço sísmico, em oposição à anterior solução, enquadra-se no tipo de intervenção global, em que as propriedades da estrutura são alteradas. Esta técnica é utilizada para aumentar a rigidez lateral da estrutura, e mais especificamente do piso térreo, com vista a corrigir a irregularidade estrutural do edifício e limitar o nível de deslocamentos que a estrutura existente vai estar sujeita. Há que realçar a necessidade de verificação das fundações, apesar de esta solução apresentar um impacto mais reduzido comparativamente a uma solução de adição de paredes resistentes, uma vez que a ligação entre o sistema de contraventamento e a estrutura existente transmite esforços axiais aos pilares.

O sistema de contraventamento adotado consiste em contraventamentos diagonais centrados (em “cruz”) e os vãos selecionados onde estes serão colocados foram os vãos de extremidade do piso térreo, em ambas as direções, de modo a evitar efeitos de torção e minimizar a alteração arquitetónica (Figura 5.23). Foram escolhidos perfis tubulares circulares com 0,60m de diâmetro de 0,02m de espessura de um aço S355.

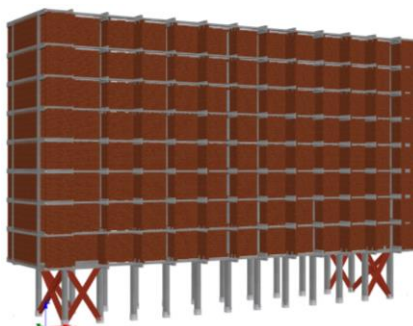


Figura 5.23: Modelo numérico da estrutura reforçada com a adição de Contraventamentos Metálicos.

5.6. Avaliação das Soluções de Reforço

A avaliação da eficiência das soluções de reforço, a nível global e local, é baseada na análise das propriedades dinâmicas da estrutura, nas curvas de capacidade resultantes de análises “Pushover” adaptativas, associadas aos critérios de desempenho do EC8-3, e na evolução dos *drifts*. Os deslocamentos-alvos para as estruturas reforçadas foram calculados automaticamente pelo programa *Seismostruct*, para uma ação sísmica caracterizada por um período de retorno de 308 anos, correspondente ao estado limite de Danos Severos.

5.6.1. Análise Modal

Na Tabela 5.12 apresentam-se as propriedades dinâmicas da estrutura reforçada com as duas soluções diferentes, em comparação com a estrutura original.

Tabela 5.12: Propriedades dinâmicas da estrutura reforçada com as diferentes técnicas de reforço

Estrutura	Modo	Frequências Fundamentais (Hz)	Massas Modais Efetivas (%)				
			M_{Xn}	M_{Yn}	R_X	R_Y	R_Z
Original	1 (X)	0,97	98%	0%	0%	1%	0%
	2 (r)	1,60	0%	0%	0%	0%	95%
	3 (Y)	1,69	0%	96%	5%	0%	0%
Reforçada por encamisamentos com CFRP	1 (X)	0,97	98%	0%	0%	1%	0%
	2 (r)	1,61	0%	0%	0%	0%	95%
	3 (Y)	1,69	0%	96%	5%	0%	0%
Reforçada com Contraventamentos Metálicos	1 (X)	1,74	82%	0%	0%	6%	0%
	2 (Y)	2,32	0%	85%	16%	0%	0%
	3 (r)	2,49	0%	0%	0%	0%	78%

É possível observar que o reforço sísmico por encamisamento dos pilares do piso térreo com CFRP não altera as propriedades da estrutura, por um lado, enquanto, por outro, o reforço sísmico por adição de contraventamentos metálicos aumenta as frequências fundamentais da estrutura original para perto do dobro. Sobre esta última técnica de reforço há que salientar o facto de se corrigir a irregularidade estrutural em planta, na medida em que a estrutura deixa de ser torsionalmente flexível, passando a ter o primeiro modo de vibração de torção a seguir aos modos de translação fundamentais.

5.6.2. Análises “Pushover”

A Figura 5.24 compara as curvas de capacidade da estrutura reforçada com os dois tipos de soluções e da estrutura original sem reforço, associadas aos critérios de segurança do EC8-3.

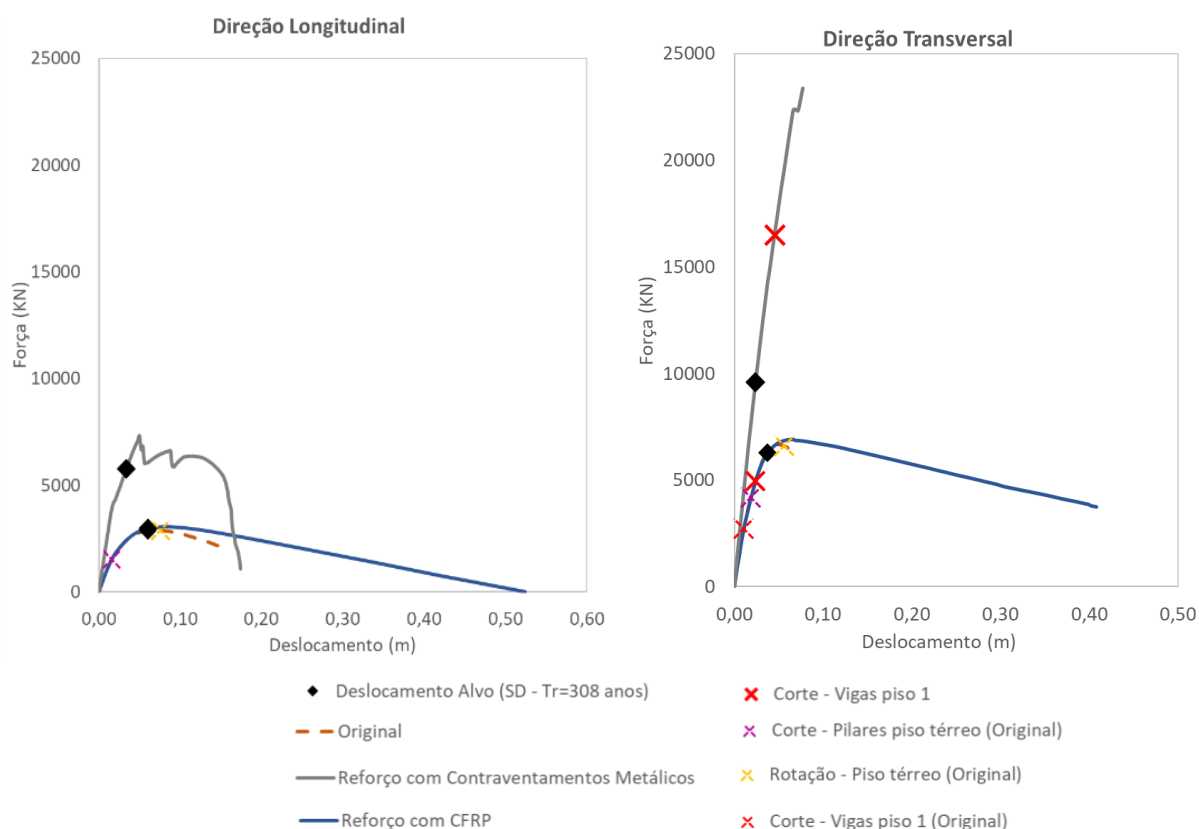


Figura 5.24: Comparação das curvas de capacidade para as diferentes soluções de reforço face à estrutura original.

No que diz respeito ao reforço por encamisamento dos pilares do piso térreo com CFRP, é visível que se melhorou o desempenho original do edifício, aumentando significativamente a capacidade de deformação global da estrutura e ligeiramente a capacidade resistente global, através de intervenções locais. A estrutura reforçada atinge o seu deslocamento-alvo, praticamente igual ao da estrutura original sem reforço, sem que nenhum pilar atinja a sua capacidade ao corte e de rotação última, de acordo com o EC8-3. Todavia, verifica-se que as vigas atingem a sua capacidade ao corte, pelo que seria necessário uma análise mais aprofundada no reforço destes elementos.

Relativamente à estrutura reforçada por adição de contraventamentos metálicos nos vãos de extremidade do piso térreo, é notório que esta técnica de reforço conferiu um aumento de rigidez inicial e de resistência horizontal global em ambas as direções, melhorando assim o desempenho original. Na direção longitudinal

verifica-se o maior aumento de rigidez inicial e um aumento de resistência de cerca de duas vezes e meia a resistência original, enquanto que, na direção transversal, ocorre o maior aumento de resistência, de cerca de três vezes e meia a original, e um aumento de rigidez menos expressivo, comparativamente à outra direção. A adição desta solução de reforço à estrutura original fez diminuir a deformação máxima a que a estrutura estará sujeita para a ação sísmica de verificação de segurança, cumprindo-se os critérios de corte e rotação última do EC8-3 em todos os elementos, para o deslocamento-alvo imposto à estrutura.

Por outro lado, a Figura 5.25 ilustra a evolução do desempenho ao corte dos pilares do piso térreo ao longo da análise estática não linear até se atingir a máxima força de corte basal, comparando as capacidades segundo o EC8-3 (curvas a cheio) e as exigências (curvas a tracejado) destes elementos, com a adição das duas soluções de reforço à estrutura. A aplicação das mantas de CFRP não aumenta a rigidez dos pilares, mas aumenta as respetivas capacidades ao corte, permitindo que estes atinjam a sua capacidade à flexão sem desenvolverem mecanismos frágeis. É visível na Figura 5.25 que, para esta solução de reforço, as exigências mantêm-se semelhantes às da estrutura original (ver Figura 5.21 (c) e (d)), ao passo que as capacidades dos pilares aumentaram consideravelmente. As capacidades calculadas com base na expressão 25 apresentam-se na tabela C16 no Anexo C.5.1, como meio de validação dos resultados do *Seismostruct*.

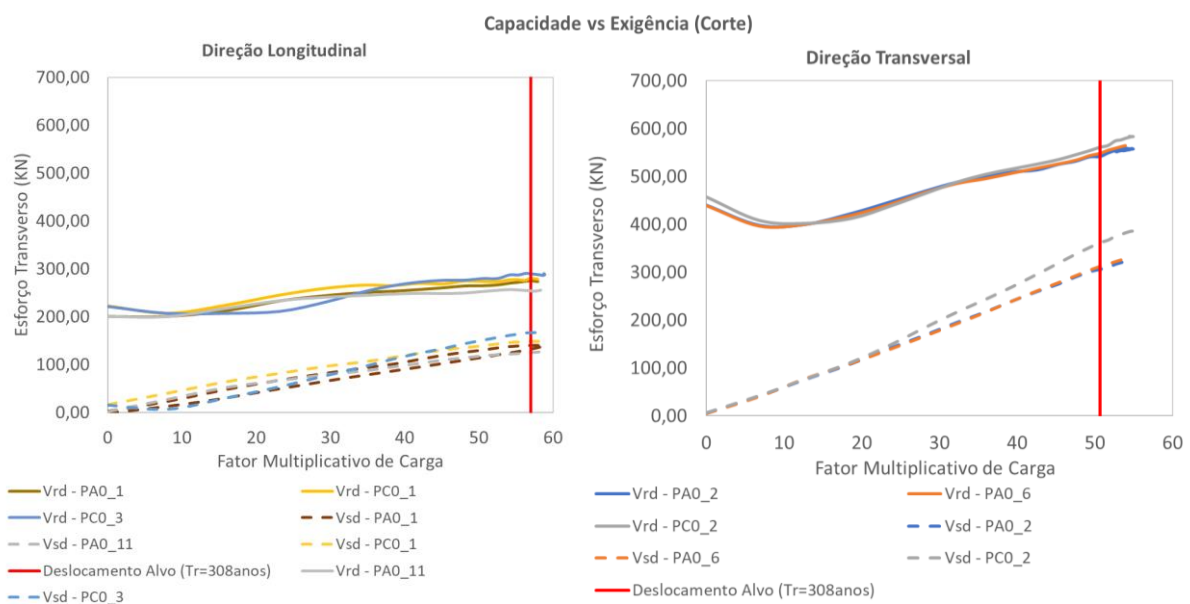


Figura 5.25: Comparação entre Capacidades (cheio) e Exigências (tracejado) ao Corte de acordo com EC8-3 ao longo da análise "Pushover", para a estrutura reforçada por Encamisamento com CFRP.

Relativamente à técnica de adição de contraventamentos metálicos no piso térreo, como se pode inferir através da Figura 5.26, ao adicionar um novo sistema resistente a ações laterais, as exigências de corte dos pilares neste piso reduziram face à estrutura original (Figura 5.21 (c) e (d)), sendo os elementos de contraventamento responsáveis por suportar praticamente a totalidade da exigência sísmica.

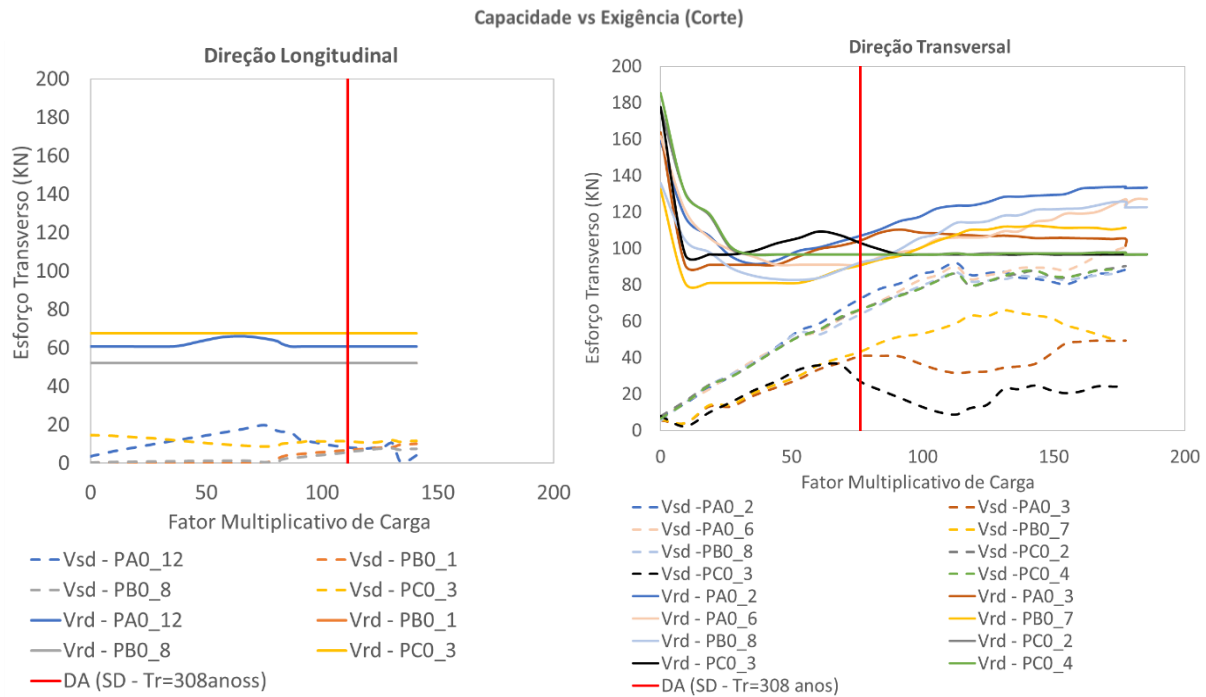


Figura 5.26: Comparação entre Capacidades (cheio) e Exigências (tracejado) ao Corte de acordo com EC8-3 ao longo da análise "Pushover", para a estrutura reforçada com adições de Contraventamentos Metálicos.

5.6.3. Drifts

É importante avaliar também como a introdução das duas técnicas de reforço definidas influenciam a evolução dos *drifts* e deslocamentos estruturais face à estrutura original sem reforço.

As Figuras 5.27 e 5.28 deixam bem patente que a técnica de reforço mais eficiente na redução do *drift* máximo é a adição de contraventamentos metálicos no piso vazado, uma vez que permite minimizar/eliminar o mecanismo plástico local de piso flexível ("*soft-storey*"), reduzindo o *drift* máximo para mais de metade e os níveis de deslocamentos estruturais para cerca de metade, em ambas as direções. Contudo, salienta-se que, ao uniformizar os deslocamentos em altura, os *drifts* dos pisos superiores com paredes de alvenaria aumentam comparativamente à estrutura original, que concentrava toda a deformação no piso vazado. Deste modo, importa estudar se a introdução desta técnica, ao aumentar os *drifts* dos pisos superiores, pode danificar elementos não-estruturais, nomeadamente as paredes de alvenaria de enchimento. As normas internacionais Fema 306 e Fema 307 estabelecem valores limite de *drifts* para edifícios com paredes de alvenaria, indicando um valor de 0,25% para o início da fissuração diagonal da parede de alvenaria, pelo que se conclui que não existem problemas de danificação destes elementos.

Em contrapartida, a técnica de reforço por encamisamento dos pilares com CFRP não é capaz de reduzir a irregularidade da estrutura original, apresentando um nível de deslocamentos estruturais semelhante à estrutura original sem reforço.

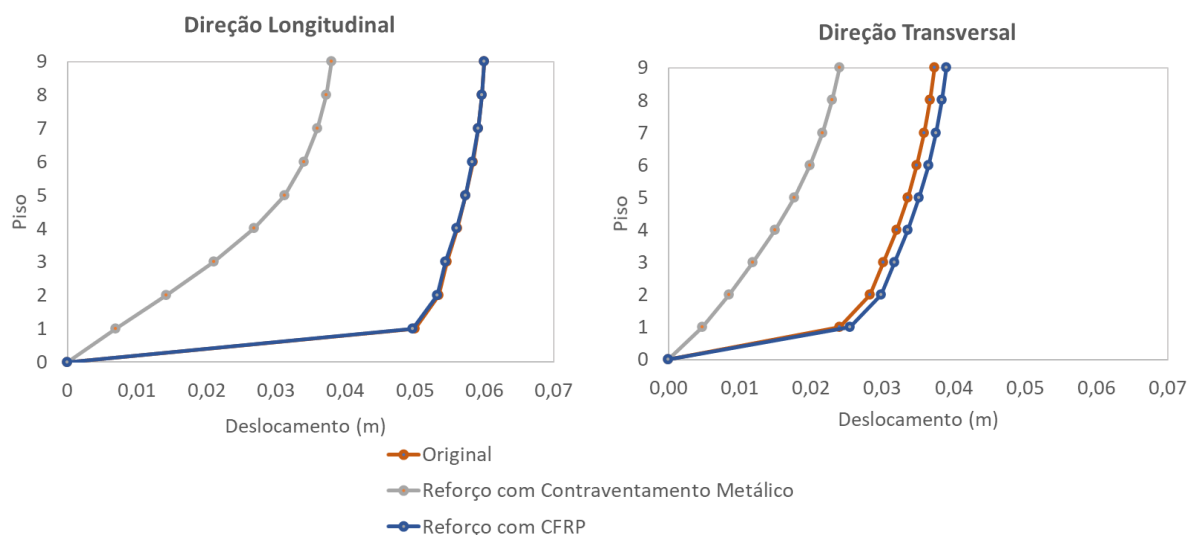


Figura 5.27: Comparação dos deslocamentos estruturais para as diferentes soluções de reforço face à estrutura original, para o Deslocamento-Alvo ($T_r = 308$ anos).

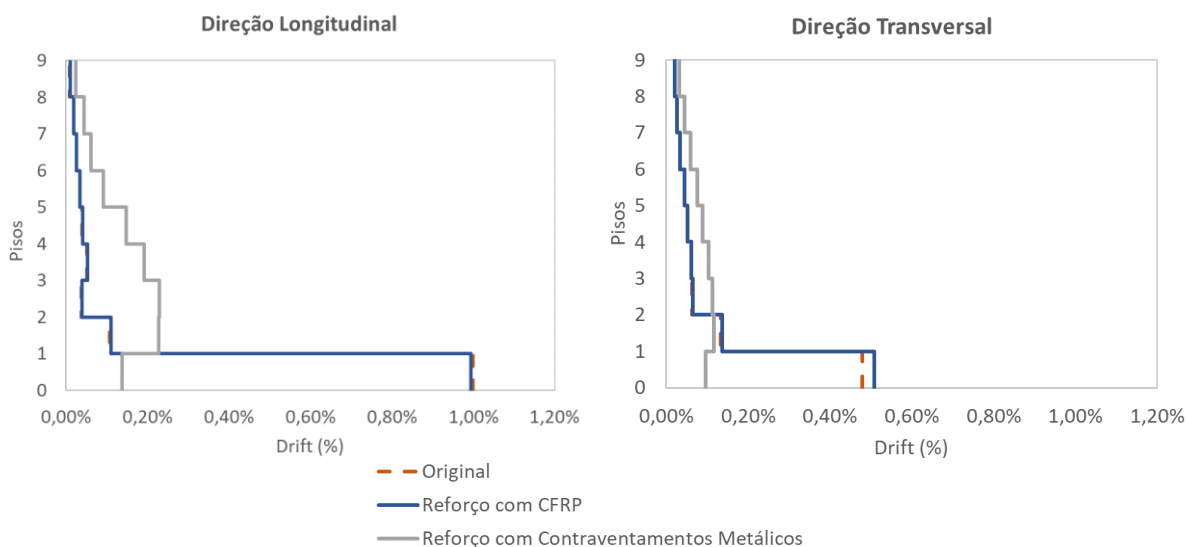


Figura 5.28: Comparação dos drifts para as diferentes soluções de reforço face à estrutura original, para o Deslocamento-Alvo ($T_r = 308$ anos).

5.6.4. Conclusões

Ambas as técnicas de reforço melhoraram o comportamento original do edifício, por um lado aumentando a capacidade de deformação global através do encamisamento dos pilares do piso térreo com CFRP e, por outro lado, aumentando a rigidez lateral da estrutura através da adição de contraventamentos metálicos no piso vazado.

Todavia, apenas a intervenção com contraventamentos metálicos tem a capacidade de corrigir a irregularidade original da estrutura, limitando o nível de deslocamentos estruturais e eliminando o mecanismo plástico local de piso flexível no primeiro piso.

Capítulo 6 – Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

6.1. Conclusões

Na presente dissertação foi estudada a vulnerabilidade sísmica de uma das classes mais vulneráveis de edifícios existentes antigos de betão armado em Lisboa, os edifícios com “*Pilotis*”. Com efeito, a configuração arquitetónica deste tipo de edifícios, caracterizada por um volume principal de grande massa e rigidez que transita para pilares flexíveis de esbelteza elevada, é geradora de vulnerabilidade sísmica pela descontinuidade de rigidez e concentração de exigências de deformação na zona de transição, nomeadamente em pilares com pouca ductilidade, o que pode potenciar o mecanismo de rotura chamado “*soft-storey*”. Trata-se de uma corrente internacional de arquitetura dos anos 1950 a 1970, lançada originalmente pelo arquiteto *Le Corbusier* e que foi muito bem acolhida pelos arquitetos portugueses, pelo que se assinalam muitos edifícios construídos nessas décadas em Lisboa com esta condição. Em acréscimo e fruto da época de construção, estes edifícios foram dimensionados à ação sísmica recorrendo a procedimentos inadequados, de acordo com os conhecimentos atuais, representando assim uma fonte identificada de risco. Desta forma, esta dissertação teve como principal objetivo analisar a segurança de um edifício existente representativo da arquitetura moderna em Lisboa – um dos edifícios do Conjunto Habitacional da Avenida Infante Santo - através de diferentes métodos, dos mais simples aos mais complexos, aferindo-se os danos expectáveis no edifício.

Numa primeira parte, foi feito o enquadramento da problemática dos sismos em estruturas existentes de betão armado anteriores a 1980 (dimensionadas sem o apoio de um regulamento sísmico verdadeiramente eficaz), particularmente as estruturalmente irregulares em altura, e do estado da arte na avaliação sísmica deste tipo de edifícios. De seguida é apresentada a caracterização do caso de estudo da dissertação, onde são descritas as suas principais deficiências estruturais, destacando a pormenorização insuficiente das armaduras transversais dos elementos, que se vieram a confirmar influírem negativamente no desempenho sísmico expectável.

Numa segunda parte, é apresentada a análise efetuada no processo de avaliação de desempenho sísmico da estrutura através das diferentes metodologias. São descritos e aplicados os métodos expeditos ao caso de estudo – metodologia LNEC/SPES (método I e II) e metodologia ICIST/ACSS (Caso 1 e 2) – permitindo fazer um primeiro balanço do comportamento da estrutura ao sismo. Com diferentes complexidades nos processos de cálculo, conclui-se que o edifício não verifica a segurança em nenhum método, contudo os resultados mais conservativos derivaram dos métodos menos expeditos. Salienta-se também o facto de estes procedimentos expeditos não serem indicados para estruturas irregulares, uma vez que não têm capacidade de identificar as respetivas singularidades, como por exemplo, o facto do piso condicionante na verificação de segurança do caso de estudo ser o piso térreo.

A análise principal e de referência ao caso de estudo é apresentada de seguida, seguindo os procedimentos do EC8-3, em que a avaliação do desempenho sísmico da estrutura é obtida recorrendo a análises “*Pushover*”. Ao nível da modelação, com o objetivo de aumentar o rigor e validade dos resultados finais recorreu-se à modelação numérica da estrutura em dois programas distintos, SAP2000 (programa de divulgação mais generalizada) e *Seismostruct* (programa com análises mais complexas que exigem maior esforço computacional, pouco compatível com as práticas correntes em gabinetes de projeto). Consideram-se os resultados obtidos com

o *Seismostruct* como referência, sendo os que melhor reproduzem o comportamento real da estrutura, contudo nota-se que os modelos de plasticidade concentrada (baseados em rótulas plásticas) utilizados no SAP2000 constituem uma interessante alternativa aos modelos mais complexos de fibras, uma vez que necessitam de um tempo de esforço computacional significativamente inferior e reproduzem resultados fiáveis. A título exemplificativo, foi ainda analisada a influência das paredes de enchimento, que contribuem significativamente para a rigidez e resistência inicial da estrutura, mas introduzem uma descontinuidade ao nível do piso vazado. Conclui-se que o edifício é propício à formação de um mecanismo de “*soft-storey*” no piso vazado, em ambas as direções, não verificando a segurança por excedência da capacidade de corte dos pilares do piso térreo para o deslocamento-alvo imposto à estrutura pelo sismo regulamentar definido no anexo nacional do EC8-3 (associado a um período de retorno de 308 anos). Face ao mecanismo observado, são estudadas duas alternativas de reforço sísmico a implementar no piso térreo: (i) encamisamento de pilares por CFRP; e (ii) adição de contraventamentos metálicos. Ambas provam melhorar o desempenho sísmico do edifício, por um lado aumentando a sua capacidade de deformação e impedindo o colapso por corte dos pilares do piso térreo, como é o caso do encamisamento de elementos com CFRP e, por outro, aumentando a sua rigidez e resistência lateral, como é o caso da adição de contraventamentos metálicos. Constata-se, no entanto, que a única técnica de reforço capaz de eliminar o mecanismo plástico de piso flexível e limitar o nível de deslocamentos estruturais é a técnica com contraventamento metálicos.

Por último, em termos de comparação dos resultados obtidos com os métodos expeditos e o método de referência, pode-se concluir que a aplicabilidade dos métodos expeditos a edifícios irregulares é muito limitada. Tomando como exemplo o caso de estudo, existem certos aspetos fundamentais da estrutura, como a concentração de exigências de deformação no piso térreo, ou mesmo, a penalização dos pilares de extremidade do piso térreo (encastrados pelas vigas longitudinais V9), que não são corretamente avaliados pelos procedimentos expeditos, pelo que, o dimensionamento de soluções de reforço merece estudos mais aprofundados.

6.2. Desenvolvimentos Futuros

Com o objetivo de completar e validar a análise sísmica observada com as análises “*Pushover*”, sugerem-se os seguintes desenvolvimentos futuros:

- (i) Ensaio *in situ*, de modo a aferir as reais propriedades dos materiais.
- (ii) Realização de análises dinâmicas não lineares.
- (iii) Verificação da capacidade das fundações do edifício.
- (iv) Avaliação do estado dos nós viga-pilar.
- (v) Estudo do reforço da estrutura com *BRB's* (Contraventamentos metálicos de encurvadura restringida), com o objetivo reduzir a irregularidade estrutural (rigidez e resistência) e aumentar o amortecimento da estrutura através do comportamento histerético do dispositivo (com capacidade de dissipação energética por via do comportamento não linear). Ao invés de apenas aumentar a rigidez estrutural com a adição de elementos de contraventamentos metálicos simples.

Referências

- [1] Carvalho, E. C., *Mitigação do Risco Sísmico em Portugal. O papel do LNEC*, Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado, SPES e GECORPA, Lisboa-Ordem dos Engenheiros, 2001
- [2] Oliveira, C. S. *et al*, *A segurança sísmica na reabilitação de edifícios*, Reabilitação e Vulnerabilidade Sísmica, Revista Pedra&Cal, nº53, pp 6-9, 2012
- [3] Ministério das Obras Públicas, *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, RSA*, Aprovado pelo Decreto-Lei nº235/83 de 31 de Maio, Lisboa, 1983
- [4] Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes, *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado, REBAP*, Aprovado pelo Decreto-Lei nº 349-C/83 de 30 de Julho, Lisboa, 1983
- [5] Pina, C., Costa, A. C., *Risco Sísmico e os Eurocódigos Estruturais*, Revista Ingenium, nº163, pp 44-45, 2018
- [6] Saraiva, J., Appleton, J., *Avaliação da Capacidade Sísmica de Edifícios de Betão Armado de acordo com o Eurocódigo 8 – Parte 3*, Livro de Atas das 4as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 2006
- [7] Perez, L. T. G., *“Soft Story” and “Weak Story” in Earthquake Resistant Design: A Multidisciplinary Approach*, Livro de Atas da 15ª Conferência Mundial de Engenharia Sísmica (WCEE), Lisboa, 2012
- [8] Appleton, J., *Reforço Sísmico de Estruturas de Betão*, Livro de Atas do Encontro Nacional de Betão Estrutural, Guimarães, 2008
- [9] IPQ, Norma Portuguesa do Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios, NP EN 1998-3: 2017, 2017
- [10] ACSS, *Avaliação do Risco Sísmico de Unidades de Saúde - Aplicação do método ICIST/ACSS*, Lisboa, 2010
- [11] LNEC, SPES, *Metodologia para a avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes baseada em análises de fiabilidade estrutural – Edifícios de betão armado*, Relatório 81/2019 – DE/NESDE, Versão Revista, 2019
- [12] Bento, R., Castro, J. M., *Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes de Betão Armado*, Ação de Formação, FUNDEC-IST, 2021
- [13] Ministério de Infraestruturas e Habitação, Decreto-Lei nº95/2019, Diário da República n.º 136/2019, Série I, pp 35-45, 2019
- [14] Azevedo, H., Lopes, M., *Sismos em Portugal: Consequências e Soluções - Situação Atual-Parte 1*, Revista Engenharia e Vida, nº4, pp 50-56, 2004
- [15] Carvalho, E. C., *A Questão da Segurança Sísmica na Reabilitação Urbana*, Revista Ingenium, nº163, pp 40-43, 2018
- [16] Sousa, R., Sousa, A., Costa, A. C., Candeias, P., *Fiabilidade Estrutural de Edifícios Existentes de Betão Armado Sem Dimensionamento Sismorresistente*, Livro de Atas do 11º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2019
- [17] INE, *Censos 2011 Resultados Definitivos – Portugal*, Lisboa, 2011
- [18] LNEC, *Risco Sísmico em Portugal*, 2005
http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/risco_sismico.html, consultado em março de 2021

- [19] Le Corbusier, *Vers Une Architecture*, Flammarion, Paris, 1923
- [20] Fonseca, J., *Forma e Estrutura no Bloco de Habitação, Património Moderno em Portugal*, Dissertação de Mestrado, FAUP, 2005
- [21] Mezzi, M., *Enhancing the Seismic Performance of Existing "Pilotis" Configurations*, Livro de Atas da Conferência IABSE, 2006
- [22] Appleton, J., *Estruturas de Betão-Volumes 1 e 2*, 1ª Edição, Orion, Lisboa, 2013
- [23] Furtado, A., Costa, A., Varum, H., Rodrigues, H., *Avaliação de soluções de reforço para edifícios com r/c vazado*, Livro de Atas das 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 2014
- [24] IPQ, Norma Portuguesa do Eurocódigo 8 - Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos. Parte 1: Regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios, NP EN 1998-1: 2010, 2010
- [25] Genation, C., Lafuente, M., Cilento, A., Grases, J., *El Terremoto de Caracas de 1967: 50 años después*, Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat - CITECI, 2017
- [26] Chopra, A. K., Bertero, V. V., Mahin, S. A., *Response of the Olive View Medical Center Main Building during the San Fernando Earthquake*
- [27] Kojic, S., Trifunac, M., Anderson, J. C., *A Postearthquake Response Analysis of the Imperial County Services Building in El Centro*, Universidade da Califórnia do Sul, Departamento de Engenharia Civil, 1984
- [28] Ministério das Obras Públicas, *Regulamento de segurança das construções contra os sismos*, RSCCS, Decreto-Lei nº 41 658 de 31 de Maio, Lisboa, 1958
- [29] Ministério das Obras Públicas, *Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes*, RSEP, Aprovado pelo -Lei nº 44041 de 18 de Novembro, Lisboa, 1961
- [30] Appleton, J., *Construções em Betão – Nota histórica sobre a sua evolução*, Departamento de Engenharia Civil, IST, Lisboa, 2005
- [31] Ministério do Comércio, *Regulamento para o emprego do beton*, Aprovado pelo Decreto nº 4036 de 28 de Março, Lisboa, 1918
- [32] Ministério das Obras Públicas e Comunicações, *Regulamento do betão armado*, RBA, Aprovado pelo Decreto nº 25 948 de 16 de Outubro, Lisboa, 1935
- [33] Ministério das Obras Públicas, *Regulamento de Estruturas de Betão Armado*, REBA, Aprovado pelo Decreto nº 47 723 de 20 de Maio, Lisboa, 1967
- [34] IPQ, Norma Portuguesa do Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, NP EN 1992-1: 2010, 2010
- [35] Ramos, M. C., *Edifício 3 – Complexo Infante Santo – Memória descritiva e justificativa e desenhos de projeto*, Arquivo Histórico de Lisboa, 1954
- [36] Rodrigues, H., *Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para a análise sísmica de edifícios*, Dissertação de Mestrado, FEUP, 2005
- [37] Silva, J., *Análise Sísmica de Edifícios em BA com recurso a Metodologias Simplificadas*, Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008

- [38] Milheiro, J., *Estudo numérico da influência de painéis de enchimento de alvenaria de tijolo no comportamento sísmico de estruturas porticadas existentes de betão armado*, Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008
- [39] Mota, M., *Aplicação e comparação de métodos “Pushover” de análise sísmica de estruturas de edifícios*, Dissertação de Mestrado, FEUP, 2010
- [40] Furtado, A., *Avaliação de soluções de reforço para edifícios com r/c vazado*, Dissertação de mestrado, Universidade de Aveiro, 2013
- [41] Ferreira, R., *Desenvolvimento de contraventamento de encurvadura restringida com elemento dissipativo em alumínio – Aplicação ao caso de estudo de um edifício sobre “pilotis” sem dimensionamento sísmico*, Dissertação de Doutoramento (em curso), IST, 2021
- [42] Lima, J., Coelho, A., Monteiro, V., *Manual de Betão Armado*, LNEC, 5ª Edição, Lisboa, 1980
- [43] SEAOC, *Performance based seismic engineering of buildings, Part 2: Conceptual framework - Vision 2000 Committee*, Associação de Engenheiros de Estruturas da Califórnia, Sacramento, Califórnia, 1995
- [44] FEMA356, *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, 2000
- [45] Sousa, R. R., Costa, A. C., Costa, A. G., *Avaliação da Segurança Sísmica de edifícios existentes em betão armado*, Nota Técnica, Revista RPEE, Série III, nº 10, 2019
- [46] Proença, J. M., *Metodologias simplificadas para a avaliação sísmica das construções*, Folhas da disciplina de “Reabilitação e Reforço Sísmico de Estruturas”, Universidade de Aveiro, 2014
- [47] Costa, R. C., *Validação da Metodologia ICIST/ACSS de avaliação do risco sísmico de unidades de saúde*, Dissertação de Mestrado, IST, 2010
- [48] Coelho, A. R., *Refinamento da Metodologia ICIST/ACSS de avaliação do risco sísmico de unidades de saúde*, Dissertação de Mestrado, IST, 2012
- [49] Carvalho, L. A., *Avaliação Sísmica de Edifícios Existentes segundo o Eurocódigo 8 com vista à Reabilitação – Sistematização de procedimentos e aplicação*, Dissertação de mestrado, FEUP, 2020
- [50] Fardis, M., *Seismic design, assessment and Retrofitting of concrete Buildings*, Springer, 2009
- [51] Mpampatsikos, V., Nascimbene, R., Petrini, L., *A critical review of the r.c. frame existing building assessment procedure according to eurocode 8 and italian seismic code*, Journal of Earthquake Engineering 12, pp 52-82, 2008
- [52] CSI, *Structural and Earthquake Engineering Software*, <http://www.csiberkeley.com/sap2000>. Consultado em Outubro 2020
- [53] SeismoSoft, Lda., *SeismoSoft - Earthquake Engineering Software Solution*, 2021, <http://www.seismosoft.com/en/HomePage.aspx>. Consultado em Março 2021
- [54] Coutinho, D., Marques, M., Delgado, R., *Comparação de Modelos com Não Linearidade Concentrada ou Distribuída na Análise “Pushover” de Edifícios em Betão Armado*, Livro de Atas do Encontro Nacional de Betão Estrutural, Guimarães, 2008
- [55] Park, R., Paulay, T., *Reinforced concrete structures*, John Wiley & Sons, New York, 1975

- [56] Bento, R., Belejo, A., Bhatt, C., *Comparison of different computer programs to predict the seismic performance of SPEAR building by means of Pushover Analysis*, Livro de Atas da 15ª Conferência Mundial de Engenharia Sísmica (WCEE), Lisboa, 2012
- [57] Correia, A. A., Almeida, J. P., Pinho, R., *Force-based versus Displacement-based formulations in the cyclic nonlinear analysis of RC frames*, Livro de Atas da 14ª Conferência Mundial de Engenharia Sísmica (WCEE), Beijing, 2008
- [58] Mander, J., Priestley, M., *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*, Journal of Structural Engineering, vol. 114, pp 1804-1826, 1988
- [59] Pipa, M. L., *Ductilidade de Elementos de Betão Armado sujeitos a ações cíclicas. Influência das características mecânicas das armaduras*, Dissertação de Doutoramento, IST, 1993
- [60] Menegotto, M., Pinto, P., *Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending*, Seminário sobre a Resistência e Deformabilidade definitiva de Estruturas accionadas por Cargas Repetidas bem definidas, Associação Internacional de Engenharia de Pontes e Estruturas, Zurich, Switzerland, 1973
- [61] Câmara Municipal de Lisboa, GeoSIG – Aplicação de Gestão de Dados Geológicos, Geotécnicos e Hidrogeológicos, *Prospecção Geológico-Geotécnica: Parque de Estacionamento Subterrâneo*, Relatório, Avenida Infante Santo, Lisboa
- [62] Panagiotakos, T. B., Fardis, M. N., *Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate*, Structural Journal, Vol.98, nº2, pp 135-148, 2001
- [63] Crisafulli, F., *Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills*, Dissertação de Doutoramento, Universidade de Canterbury, Nova Zelândia, 1997
- [64] Smyrou, E., Blandon, C., Antoniou, S., Pinho, R., Crisafulli, F., *Implementation and Verification of a Masonry Panel Model for Nonlinear Dynamic Analysis of Infilled RC Frames*, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol.9, pp 1519-1534, 2011
- [65] Oliveira, T., *Reforço e Reabilitação de Estrutura em Betão Armado: Aplicação a um caso de estudo*, Dissertação de Mestrado, Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Leiria, 2019
- [66] ACSS, IST, *Especificações Técnicas para o Comportamento Sísmo-Resistente de Edifícios Hospitalares*, 2020
- [67] Blandon, C., Smyrou, E., Pinho, R., *Implementation and Verification of a Masonry Panel Model for Nonlinear Dynamic Analysis of Infilled RC Frames*, Dissertação de Mestrado, Universidade de Pavia, 2006
- [68] Oliveira, L. et al., *Microzonagem Sísmica baseada em dados de Sondagens Geotécnicas: Aplicação a Lisboa*, Livro de Atas do 11º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, IST, Lisboa, 2019
- [69] Bhatt, C., *Seismic assessment of existing buildings using nonlinear static procedures (NSPs) – a new 3D pushover procedure*, Dissertação de Doutoramento, IST, 2011
- [70] Gobarah, A., *On drift limits associated with diferente damage levels*, Proceedings of International Workshop on Performance-Based Seismic Design, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de McMaster, Bled, 2004

- [71] ATC-40, *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings – Applied Technical Council*, Comissão de Segurança Sísmica da Califórnia, California, USA, 1996
- [72] Crisafulli, F.J., *Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills*, Dissertação de Doutoramento, Universidade de Canterbury, Nova Zelândia, 1997
- [73] Holmes, M., *Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling*, Livro de Atas do Instituto de Engenheiros Cívicos, Vol. 19, pp. 473-478, 1961
- [74] Stafford-Smith, B., *Behaviour of square infilled frames*, Livro de Atas da Sociedade Americana de Engenheiros Cívicos, Vol. 92, No. ST1, pp. 381-403, 1966
- [75] Hendry, A.W., *Structural Masonry*, Macmillan Education Ltd, London, England, 1990
- [76] Paula, T., Priestley, M.J.N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons Inc., Nova Iorque, 1992
- [77] Shrive, N.G., *Materials and material properties*, in *Reinforced and Prestressed Masonry*, Longman Scientific and Technical, Londres, Inglaterra, 1991

Anexo A – Caso de Estudo



Figura A1: Imagem do teto do piso térreo do bloco de habitação da Av. Infante Santo onde se destacam as vigas V9.

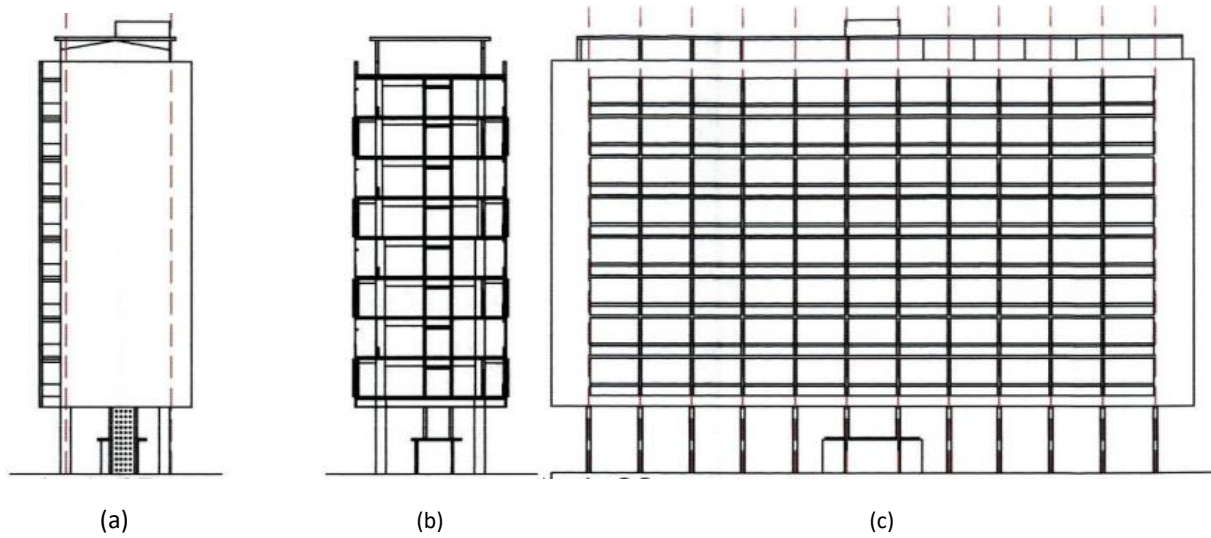


Figura A2: Bloco de habitação da Av. Infante Santo: (a) Alçado frontal; (b) Alçado lateral; e (c) Corte transversal.
(Fonte: [20])

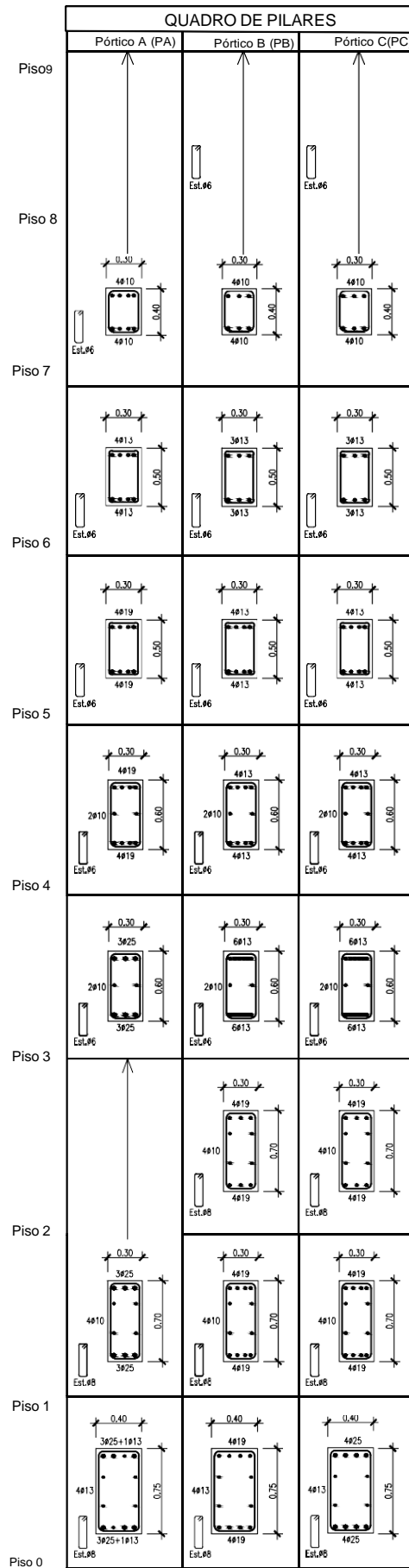


Figura A3: Quadro de Pilares.

Anexo B – Métodos de Avaliação Expeditos

B.1. Apresentação das Metodologias

Metodologia LNEC/SPES:

- Método I

Tabela B1: Valores do coeficiente η_j

Pisos	Nº de pisos do edifício			
	4	3	2	1
4	0,40	-	-	-
3	0,70	0,50	-	-
2	0,90	0,83	0,67	-
1	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabela B2: Valores da percentagem de área de pilares exigidos, A_{PE} , em função do número de pisos, e do tipo de terreno

Zona Sísmica	1 piso			2 pisos			3 pisos			4 pisos			
	Terreno			Terreno			Terreno			Terreno			
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	
1.1	0,9	1,2	1,5	1,6	2,1	2,6	2,2	2,9	3,5	2,9	3,6	4,3	Sismo afastado Continente
1.2	0,6	0,9	1,2	1,2	1,7	2,0	1,7	2,3	2,8	2,2	2,9	3,5	
1.3	0,4	0,6	0,8	0,8	1,2	1,5	1,1	1,6	2,0	1,5	2,1	2,5	
1.4	0,2	0,3	0,5	0,4	0,7	0,9	0,6	1,0	1,2	0,8	1,3	1,6	
1.5	0,1	0,2	0,2	0,2	0,3	0,4	0,3	0,5	0,6	0,4	0,6	0,8	
1.6	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,1	0,2	0,3	0,1	0,3	0,4	
2.1	0,5	0,7	0,9	0,8	1,1	1,3	1,0	1,3	1,5	1,0	1,3	1,6	Sismo próximo Açores
2.2	0,3	0,5	0,6	0,5	0,8	1,0	0,9	0,9	1,2	0,7	1,0	1,2	Sismo próximo Continente
2.3	0,2	0,3	0,4	0,3	0,5	0,7	0,4	0,7	0,8	0,5	0,7	0,9	
2.4	0,1	0,1	0,2	0,1	0,3	0,4	0,2	0,3	0,5	0,2	0,4	0,5	
2.5	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,1	0,2	0,3	0,1	0,2	0,3	

- Método II

Tabela B3: Valores do coeficiente sísmico global exigido, CS_E , em função do número de pisos, zona sísmica e tipo de terreno

Zona Sísmica	1 piso			2 pisos			3 pisos			4 pisos			
	Terreno			Terreno			Terreno			Terreno			
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	
1.1	0,26	0,37	0,45	0,24	0,32	0,39	0,22	0,29	0,35	0,22	0,27	0,32	Sismo afastado Continente
1.2	0,19	0,28	0,35	0,18	0,25	0,31	0,17	0,23	0,28	0,16	0,22	0,26	
1.3	0,12	0,19	0,24	0,12	0,18	0,22	0,11	0,17	0,2	0,11	0,16	0,19	
1.4	0,06	0,11	0,14	0,07	0,1	0,13	0,06	0,1	0,12	0,06	0,09	0,12	
1.5	0,02	0,05	0,06	0,03	0,05	0,06	0,03	0,05	0,06	0,03	0,05	0,06	
1.6	0,01	0,02	0,02	0,01	0,02	0,03	0,01	0,02	0,03	0,01	0,02	0,03	
2.1	0,14	0,22	0,26	0,12	0,16	0,19	0,1	0,13	0,15	0,08	0,1	0,12	Sismo próximo Açores
2.2	0,09	0,15	0,19	0,08	0,12	0,15	0,06	0,1	0,12	0,05	0,07	0,09	Sismo próximo Continente
2.3	0,05	0,09	0,12	0,05	0,08	0,1	0,04	0,07	0,08	0,04	0,05	0,07	
2.4	0,02	0,04	0,06	0,02	0,04	0,06	0,02	0,03	0,05	0,01	0,03	0,04	
2.5	0,01	0,02	0,03	0,01	0,02	0,04	0,01	0,02	0,03	0,01	0,02	0,03	

Metodologia ICIST/ACSS:

Tabela B4: Valores de área mínimas de armaduras longitudinais prescritos nos RBA

$\frac{h_0}{b} = 5$	$A_{a,min} = 0,005 \cdot A_b$
$\frac{h_0}{b} \geq 10$	$A_{a,min} = 0,008 \cdot A_b$

Tabela B5: Valores do sub-índice de Deterioração Temporal, T

	Intensidade	T
Deformação Permanente	Inclinação do edifício devido a assentamento diferencial	0,7
	Edifício construído sobre zona de aterro artificial	0,9
	Deformação visível de vigas ou pilares	0,9
	Não apresenta indícios de deformação	1,0
Fendas nas paredes e pilares	Infiltração com visível corrosão das armaduras	0,8
	Fendas inclinadas observadas nos pilares	0,9
	Forte fendilhação nas paredes exteriores	0,9
	Infiltração sem aparente corrosão das armaduras	0,9
	Nenhum dos casos anteriores	1,0
Incêndios	Sofreu e não foi reparado	0,7
	Sofreu mas foi reparado	0,8
	Não sofreu	1,0
Ocupação	Armazena produtos químicos	0,8
	Não armazena produtos químicos	1,0
Idade	Igual ou superior a quarenta anos	0,8
	Igual ou superior a vinte e cinco anos	0,9
	Inferior a vinte e cinco anos	1,0
Acabamentos	Danos significativos nas camadas externas do revestimento	0,9
	Danos significativos nas camadas internas do revestimento	0,9
	Sem danos	1,0

B.2. Aplicação das Metodologias

Aplicação da Metodologia LNEC/SPES:

- Método II

Tabela B6: Materiais e características dos Pilares

Materiais e características geométricas - Pilares											
Pórtico	A					B					C
Pisos	1	2-3	4-5	6-7	8-9	1	2-3	4-5	6-7	8-9	1
Secção (cm ²)	40x75	30x70	30x60	30x50	30x40	40x75	30x70	30x60	30x50	30x40	40x75
f_{yt} (Mpa)	290	290	290	290	290	290	290	290	290	290	290
A_l (m ²)	0,004	0,003	0,003	0,001	0,001	0,003	0,002	0,001	0,001	0,000	0,004
ρ_l (%)	1,2%	1,6%	1,5%	0,7%	0,5%	1,0%	1,0%	0,7%	0,5%	0,4%	1,5%
A_w (m ²)	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001
$\rho_{w,y}$ (%)	0,13%	0,13%	0,09%	0,09%	0,09%	0,13%	0,13%	0,09%	0,09%	0,09%	0,01%
$\rho_{w,x}$ (%)	0,07%	0,07%	0,05%	0,06%	0,07%	0,07%	0,07%	0,05%	0,06%	0,07%	0,01%
τ_c (Mpa)	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24

Tabela B7: Valores de Resistência dos Pilares a mecanismos de Flexão, $V_{F,i}$,

Resistência dos Pilares a mecanismos de Flexão										
Piso	H (m)	L_V (m)	Pórtico A		Pórtico B		Pórtico C		$V_{F,i,x}$ (KN)	$V_{F,i,y}$ (KN)
			$V_{F,i,x}$ (KN)	$V_{F,i,y}$ (KN)	$V_{F,i,x}$ (KN)	$V_{F,i,y}$ (KN)	$V_{F,i,x}$ (KN)	$V_{F,i,y}$ (KN)		
1	5,0	2,5	52,4	82,8	46,0	72,8	60,8	96,2	1240	1961
2	3,2	1,6	54,3	100,8	40,7	75,6	0,00	0,00	978	1815
3	3,0	1,5	56,9	105,7	42,7	79,3	0,00	0,00	1025	1902
4	3,0	1,5	49,2	81,6	27,8	46,1	0,00	0,00	813	1348
5	3,0	1,5	49,2	81,6	27,8	46,1	0,00	0,00	813	1348
6	3,0	1,5	25,1	36,5	20,3	29,5	0,00	0,00	464	674
7	3,0	1,5	25,1	36,5	20,3	29,5	0,00	0,00	464	674
8	3,0	1,5	17,1	21,1	13,9	17,1	0,00	0,00	316	390
9	3,2	1,6	16,3	20,1	13,2	16,3	0,00	0,00	302	372

Tabela B8: Valores de Resistência dos Pilares a mecanismos de Flexão, $V_{C,i}$,

Resistência dos Pilares a mecanismos de Corte										
Piso	H (m)	L_V (m)	Pórtico A		Pórtico B		Pórtico C		$V_{C,i,x}$ (KN)	$V_{C,i,y}$ (KN)
			$V_{C,i,x}$ (KN)	$V_{C,i,y}$ (KN)	$V_{C,i,x}$ (KN)	$V_{C,i,y}$ (KN)	$V_{C,i,x}$ (KN)	$V_{C,i,y}$ (KN)		
1	5,0	2,5	63,2	124,2	63,2	124,2	63,2	124,2	1517	2981
2	3,2	1,6	44,2	94,3	44,2	94,3	0,00	0,00	885	1886
3	3,0	1,5	44,2	95,3	44,2	95,3	0,00	0,00	885	1906
4	3,0	1,5	37,9	132,6	37,9	132,6	0,00	0,00	758	2651
5	3,0	1,5	37,9	132,6	37,9	132,6	0,00	0,00	758	2651
6	3,0	1,5	31,6	127,6	31,6	127,6	0,00	0,00	632	2551
7	3,0	1,5	31,6	127,6	31,6	127,6	0,00	0,00	632	2551
8	3,0	1,5	25,3	120,0	25,3	120,0	0,00	0,00	506	2401
9	3,2	1,6	25,3	117,5	25,3	117,5	0,00	0,00	506	2351

Aplicação da Metodologia ICIST/ACSS:

Tabela B9: Classificação e contabilização das áreas totais dos pilares existentes no edifício

Piso	Direção	Secção Pilares (m)	Altura Vigas (m)	h (m)	h ₀ (m)	D (m)	h ₀ /D	Classificação	τ _c (Mpa)		A _c (m ²)
									Caso 1	Caso 2	
1	X	0,40	0,8	5,6	5,2	0,4	13,0	C2	0,7	0,2	7,20
	Y	0,75				0,75	6,9	C2	0,7	0,3	
2	X	0,30	0,6	3,2	2,5	0,3	8,3	C2	0,7	0,2	5,04
	Y	0,70				0,7	3,6	C1	1,0	0,4	
3	X	0,30	0,6	3	2,4	0,3	8,0	C2	0,7	0,2	5,04
	Y	0,70				0,7	3,4	C1	1,0	0,4	
4	X	0,30	0,6	3	2,4	0,3	8,0	C2	0,7	0,2	4,32
	Y	0,60				0,6	4,0	C1	1,0	0,4	
5	X	0,30	0,6	3	2,4	0,3	8,0	C2	0,7	0,2	4,32
	Y	0,60				0,6	4,0	C1	1,0	0,4	
6	X	0,30	0,6	3	2,4	0,3	8,0	C2	0,7	0,2	3,60
	Y	0,50				0,5	4,8	C1	1,0	0,4	
7	X	0,30	0,6	3	2,4	0,3	8,0	C2	0,7	0,2	3,60
	Y	0,50				0,5	4,8	C1	1,0	0,4	
8	X	0,30	0,6	3	2,4	0,3	8,0	C2	0,7	0,2	2,88
	Y	0,40				0,4	6,0	C2	0,7	0,3	
9	X	0,30	0,8	3,2	2,5	0,3	8,3	C2	0,7	0,2	2,88
	Y	0,40				0,4	6,3	C2	0,7	0,3	

Tabela B10: Valores do sub-índice de Regularidade Estrutural

Item	G _i		R _{1j}	q _{1i}	
	Piso 1	Piso 2-9		Piso 1	Piso 2-9
a	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
b	1,0	1,0	0,5	1,0	1,0
c	1,0	1,0	0,5	1,0	1,0
d	1,0	1,0	0,5	1,0	1,0
e	1,0	1,0	0,5	1,0	1,0
f	1,0	1,0	0,3	1,0	1,0
g	0,8	0,8	1,0	1,0	1,0
h	0,8	1,0	0,5	0,9	1,0
i	0,9	0,9	1,0	0,9	0,9
S_D					
Piso 1			Piso 2-9		
0,81			0,90		

Anexo C – EC8-3

C.1. Descrição dos Estados Limites a considerar no EC8-3

- **Estado Limite de Limitação de Danos (*Damage Limitation* - DL):** Estrutura ligeiramente danificada, sem incursões significativas no regime plástico dos elementos estruturais, que não necessitam de reparação, e mantendo a sua capacidade resistente. Elementos não estruturais podem apresentar alguma fendilhação distribuída que pode ser economicamente reparada.
- **Estado Limite de Danos Severos (*Significant Damage* - SD):** Estrutura com danos significativos, apresentando alguma resistência lateral, e com capacidade de suportar as cargas verticais. Os elementos não estruturais encontram-se fortemente danificados. A reparação da estrutura não será, provavelmente, economicamente viável.
- **Estado Limite de Colapso Iminente (*Near Collapse* - NC):** Estrutura gravemente danificada, com grandes deformações permanentes, mas capaz de suportar as cargas verticais. Verificação do colapso da maioria dos elementos não estruturais. A estrutura não colapsa, mas provavelmente será para demolir.

C.2. Modelação da Estrutura

Propriedade das Paredes de Alvenaria:

As propriedades das paredes de alvenaria introduzidas nos programas encontram-se na Tabela C2, e os significados dos vários parâmetros apresentam-se na Tabela C1.

Tabela C1: Significado e fórmulas dos parâmetros mecânicos e geométricos das paredes de enchimento

Parâmetros		Valor/ Fórmula	Referências
Mecânicos	Resistência à compressão da diagonal comprimida ($f_{m\theta}$)	$f_{m\theta} = \frac{f_1}{\text{sen}(\theta)}$ θ : ângulo da biela com a direção horizontal f_1 : da tensão principal registada nos ensaios à compressão das paredes de alvenaria ($f_1 = 1,1 \text{ MPa}$ de acordo com [66] para alvenarias com tijolos 30 x 20 x 15cm)	-
	Resistência à tração (f_t)	0	[53]
	Módulo de Elasticidade (E_m)	$400 \times f_{m\theta} < E_m < 1000 \times f_{m\theta}$	[72]
	Resistência ao corte da ligação argamassa/tijolo (τ_0)	0,3-0,6 MPa	[75]
		0,1-1,5 MPa 0,1-0,7 MPa	[76] [77]
	Coeficiente de fricção da ligação argamassa/tijolo (μ)	0,1-1,2	[75] [76]
		Máxima tensão de corte (τ_{max})	1 MPa
	Extensão para a máxima tensão (ϵ_m)	0,0012 (m/m)	[53]
	Extensão última (ϵ_u)	0,024 (m/m)	[53]
Extensão de fecho (ϵ_{c1})	0-0,003 (m/m)	[53]	
Geométricos	Separação vertical entre escoras (h_z)	$h_z = \left(\frac{1}{3} a \frac{1}{2}\right) \times \frac{\pi}{2\lambda}$	[74]
	Rigidez relativa (λ)	$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_c h_w}}$	[74]
	Largura da escora diagonal (b_w)	$b_w = 0,2 \times d_w$	[40]
	Área da escora sem aberturas (A_1)	$A_1 = b_w t_w$	[53]

Tabela C2: Valores dos parâmetros das paredes de alvenaria

Modelação das Paredes de Alvenaria								
Direção		Longitudinal			Transversal			
		Central	Consola	Fachada	Central	Consola	Empena Central	Empena Consola
Dimensão da Parede		3,5x2,6	2,5x2,6	2,5x2,6	6,8x2,6	1,6x2,6	6,8x2,6	1,6x2,6
Parâmetros mecânicos	$f_{m\theta}$ (Mpa)	1,85	1,53	1,53	3,08	1,28	3,08	1,28
	E_m (Mpa)	1844,7	1526,0	1526,0	3080,0	1280,6	3080,0	1280,6
	f_t (Mpa)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	τ_0 (Mpa)	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
	μ	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
	τ_{max} (Mpa)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
	ϵ_m	0,0012	0,0012	0,0012	0,0012	0,0012	0,0012	0,0012
	ϵ_u	0,024	0,024	0,024	0,024	0,024	0,024	0,024
	ϵ_{c1}	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004
Parâmetros Geométricos	Y_{oi} (%)	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5
	X_{oi} (%)	4,0	2,4	2,4	7,2	2,4	7,2	2,4
	h_z (%)	21,0	23,0	23,0	26,0	13,0	26,0	13,0
	A_{m1} (m ²)	0,07	0,11	0,11	0,44	0,18	0,22	0,09
	A_{m2} (%)	40	40	40	40	40	40	40
	e_1	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006
	e_2	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001
	O.O.P Drift (%)	5	5	5	5	5	5	5
	Prop. Of stiffness (%)	20	20	20	20	20	20	20
	t_w (m)	0,075	0,075	0,15	0,30	0,30	0,15	0,15
Parâmetros Empíricos	γ_{un}	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	α_{re}	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	α_{ch}	0,7	0,7	0,7	0,7	0,70,7	0,7	0,7
	β_a	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	β_{ch}	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
	γ_{ptu}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	γ_{ptr}	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	e_{x1}	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
e_{x2}	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	

Ação Sísmica:

Apresentam-se nas Tabelas C3, C4 e C5 os valores dos parâmetros necessários para a definição do espectro de resposta elástico de aceleração, de acordo com o EC8-1.

Tabela C3: Valores do coeficiente de importância de acordo com o EC8-1 [34]

Classe de Importância	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,5	1,35

Tabela C4: Valores da aceleração máxima de referência de acordo com o EC8-1 [34]

Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR} (m/s^2)$	Zona Sísmica	$a_{gR} (m/s^2)$
1.1	2,5	2,1	2,5
1.2	2,0	2,2	2,0
1.3	1,5	2,3	1,7
1.4	1,0	2,4	1,1
1.5	0,6	2,5	0,8
1.6	0,35	-	-

Tabela C5: Valores do coeficiente de solo máximo de acordo com o EC8-1 [34]

Tipo de Sismo	Tipo de Terreno	S	$T_B (s)$	$T_C (s)$	$T_D (s)$
1	A	1,00	0,1	0,60	2,0
	B	1,35	0,1	0,60	
	C	1,60	0,1	0,60	
	D	2,00	0,1	0,80	
	E	1,80	0,1	0,60	
2	A	1,00	0,1	0,25	2,0
	B	1,35	0,1	0,25	
	C	1,60	0,1	0,25	
	D	2,00	0,1	0,30	
	E	1,80	0,1	0,25	

Tabela C6: Valores dos parâmetros que definem o espectro elástico de aceleração para o caso de estudo, de acordo com o EC8-1 [34]

Parâmetros		Sismo tipo 1	Sismo tipo 2
Zona sísmica		1,30	2,30
Aceleração máxima de referência (superfície, terreno do tipo A) - $a_{gR} (m/s^2)$		1,50	1,70
Coeficiente de importância - γ_I		1,00	1,00
Aceleração máxima de cálculo (superfície, terreno do tipo A)	$a_g (m/s^2)$ ($T_r = 475$ anos)	1,50	1,70
	$a_g (m/s^2)$ ($T_r = 308$ anos)	1,13	1,28
Tipo de terreno		A	A
Coeficiente de solo máximo - S_{max}		1,00	1,00
Coeficiente de solo - S		1,00	1,00
Períodos	$T_B (s)$	0,10	0,10
	$T_C (s)$	0,60	0,25
	$T_D (s)$	2,00	2,00

Modelos Finais:

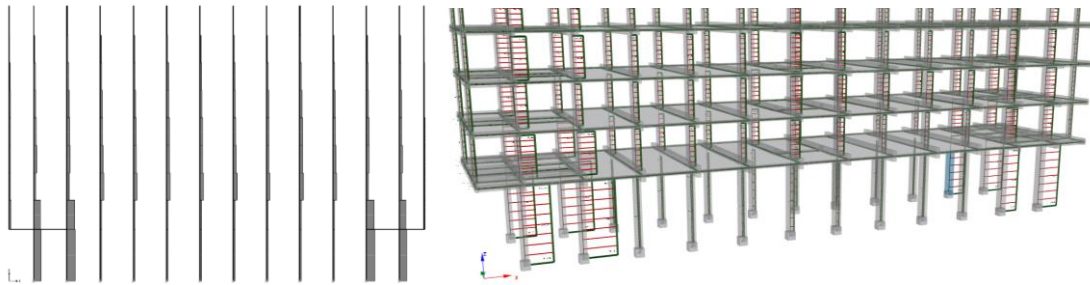


Figura C1: Equilíbrio de esforço transverso na direção longitudinal para um carregamento horizontal aplicado à estrutura no SAP2000 (esquerda) e no Seismostruct (direita).

Adicionalmente, apesar de esta situação não existir, analisou-se um modelo sem a consideração das vigas V9 e, através da Figura C2, é visível que, nesse caso, a distribuição de esforço transverso pelos pilares é muito mais uniforme, face ao modelo com as vigas V9 (Figura C1).

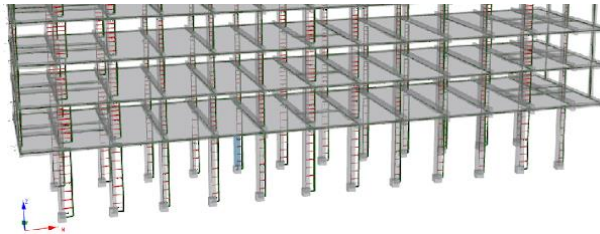


Figura C2: Equilíbrio de esforço transverso na direção longitudinal para um carregamento horizontal aplicado à estrutura, sem as vigas V9, no Seismostruct.

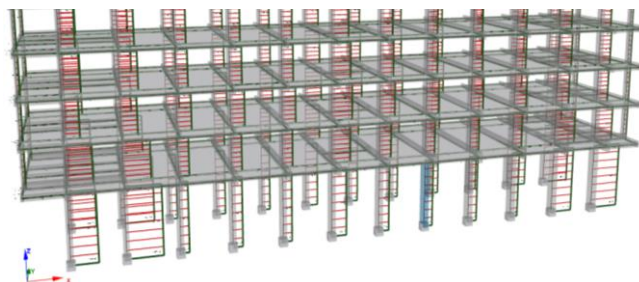


Figura C3: Equilíbrio de esforço transverso para um carregamento horizontal aplicado à estrutura, com a adição das faixas de laje, na direção longitudinal no Seismostruct.

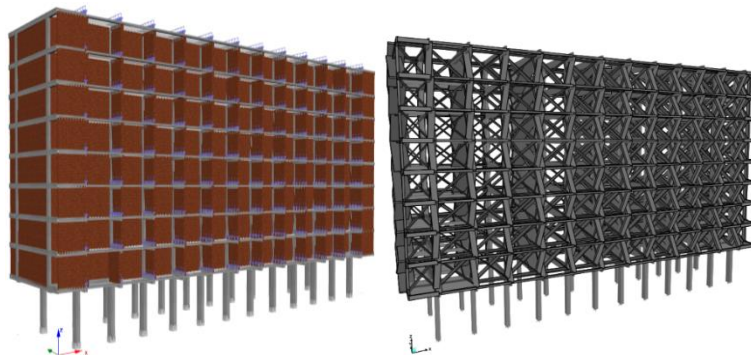


Figura C4: Modelos finais: (a) Seismostruct; (b) SAP2000.

Tabela C7: Rigidez molas de rotação (experiência SAP2000)

Elemento	Dimensões da Sapata (m)		K_{ox} (KNm/rad)	K_{oy} (KNm/rad)
	Longitudinal (X)	Transversal (Y)		
Pilar externos	2,0	2,3	4296195,1	5225151,4
Pilar	1,7	2,0	2688286,5	3375581,9

C.3. Método N2

Tabela C8: Valores do Coeficiente de Transformação, Γ

Piso	Massa m_i (ton)	Com PA				Sem PA			
		Direção X		Direção Y		Direção X		Direção Y	
		ϕ_i	$m_i \cdot \phi_i$	ϕ_i	$m_i \cdot \phi_i$	ϕ_i	$m_i \cdot \phi_i$	ϕ_i	$m_i \cdot \phi_i$
1	405,9	0,50	203,0	0,50	203,0	0,07	27,1	0,13	54,1
2	405,9	0,50	203,0	0,50	203,0	0,17	67,7	0,23	94,7
3	405,9	1,00	405,9	0,50	203,0	0,30	121,8	0,33	135,3
4	405,9	1,00	405,9	1,00	405,9	0,33	135,3	0,33	135,3
5	405,9	1,00	405,9	1,00	405,9	0,67	270,6	0,67	270,6
6	405,9	1,00	405,9	1,00	405,9	0,67	270,6	0,67	270,6
7	405,9	1,00	405,9	1,00	405,9	0,67	270,6	0,67	270,6
8	405,9	1,00	405,9	1,00	405,9	0,67	270,6	0,67	270,6
9	405,9	1,00	405,9	1,00	405,9	1,00	405,9	1,00	405,9
Coeficiente de transformação (Γ)		1,07		1,11		1,51		1,53	

Tabela C9: Valores dos parâmetros da relação Força /Deslocamento idealizada elasto-perfeitamente plástica

Direção	Com PA				Sem PA			
	d_y^* (m)	d_m^* (m)	F_y^* (KN)	E_m^* (KJ)	d_y^* (m)	d_m^* (m)	F_y^* (KN)	E_m^* (KJ)
Longitudinal (X)	0,026	0,067	2717	146	0,161	0,228	1331	196
Transversal (Y)	0,025	0,046	6017	202	0,069	0,093	3373	198

Tabela C10: Períodos dos sistemas idealizados SDOF

Direção	T^* (s)	
	Com PA	Sem PA
Longitudinal (X)	1,12	2,97
Transversal (Y)	0,70	1,24

Tabela C11: Valores dos Deslocamentos-Alvo, d_t^* , dos sistemas SDOF equivalentes, com e sem PA

Direção	Com PA			Sem PA		
	$S_e(T^*)$ (m/s ²)	$S_{De}(T^*)$ (m)	d_t^* (m)	$S_e(T^*)$ (m/s ²)	$S_{De}(T^*)$ (m)	d_t^* (m)
Longitudinal (X)	1,51	0,048	0,048	0,38	0,09	0,09
Transversal (Y)	2,39	0,030	0,030	1,36	0,05	0,05

Tabela C12: Valores dos Deslocamentos-Alvos determinados pelo Seismostruct

Deslocamentos Alvo (Análises "Pushover" - Seismostruct)						
Estado Limite (EC8-3)	Direção Longitudinal - X					
	Com PA			Sem PA		
	Uniforme	Modal	Adaptativo	Uniforme	Modal	Adaptativo
DL	0,023	0,023	0,023	0,044	0,044	0,044
SD	0,060	0,061	0,060	0,114	0,114	0,114
NC	0,130	0,131	0,130	0,246	0,246	0,246
	Direção Transversal - Y					
	Com PA			Sem PA		
	Uniforme	Modal	Adaptativo	Uniforme	Modal	Adaptativo
DL	0,014	0,015	0,015	0,028	0,031	0,030
SD	0,037	0,038	0,038	0,072	0,081	0,079
NC	0,080	0,082	0,082	0,155	0,174	0,170

C.4. Verificação da Segurança

Tabela C13: Propriedades e parâmetros necessários para o cálculo da capacidade ao corte de pilares segundo o EC8-3.

(Adaptado de [12])

Parâmetros		PA 40x75	PA 40x75 (extrem.)	PB 40x75	PC 40x75 (extrem.)			
Geometria	base da secção transversal	b	0,40	0,40	0,40	0,40		
	altura da secção transversal	h	0,75	0,75	0,75	0,75		
	área da secção	Area [m²]	0,3	0,3	0,3	0,3		
	recobrimento	c [m]	0,025	0,025	0,025	0,025		
	Direção XX - altura útil da secção transversal	dx [m]	0,375	0,375	0,375	0,375		
	Direção YY - altura útil da secção transversal	dy [m]	0,725	0,725	0,725	0,725		
	altura do elemento	L [m]	5,00	5,00	5,00	5,00		
	altura ao ponto de inflexão	L_{v,x} [m]	3,5	2,5	3,5	2,5		
	altura ao ponto de inflexão	L_{v,y} [m]	2,5	2,5	2,5	2,5		
Materiais	tensão de rotura do betão à compressão	f_c [MPa]	28,0	28,0	28,0	28,0		
	tensão de cedência do aço	f_{yw} [MPa]	290,0	290,0	290,0	290,0		
	módulo de elasticidade do aço	E_s [GPa]	210	210	210	210		
	módulo de elasticidade do betão	E_c [GPa]	29	29	29	29		
Arm.	número de varões em cada secção	Nr varões	8	8	8	8		
	área de armadura longitudinal	A_s [m²]	0,0036	0,0036	0,0030	0,0045		
	taxa de armadura longitudinal	ρ_{tot}	0,012	0,012	0,010	0,015		
Confinamento	diâmetro dos varões de armadura trans.	Diam [m]	0,008	0,008	0,008	0,008		
	área da secção transversal de armadura de esf. Transverso	A_s [m²]	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001		
	espaçamento entre estribos	sh [m]	0,20	0,20	0,20	0,20		
	Direção XX - taxa de armadura transversal	ρ_{sx}	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007		
	Direção YY - taxa de armadura transversal	ρ_{sy}	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013		
	dimensão do núcleo confinado (altura)	h_o	0,34	0,34	0,34	0,34		
	dimensão do núcleo confinado (base)	b_o	0,69	0,69	0,69	0,69		
	espaçamento entre eixos de varões long. (altura)	b_i	0,23	0,23	0,23	0,23		
	espaçamento entre eixos de varões long. (base)	b_i	0,13	0,13	0,13	0,13		
coeficiente de eficácia do confinamento	α	0,52	0,52	0,52	0,52			
Esf. Normal	Direção X	esforço normal (Com PA)	N [kN]	1503	1740	1400	2607	
		esforço normal reduzido (Com PA)	N [N]	1,5	1,7	1,4	2,6	
	Direção Y	esforço normal (Com PA)	N [kN]	2150,0	2080,0	2060,0	2950,0	
		esforço normal reduzido (Com PA)	N [N]	2,2	2,1	2,1	3,0	
	Altura da linha neutra	Direção X	z=d-c	z	0,33	0,33	0,33	0,33
			delta1=c/d	delta1	0,1	0,1	0,1	0,1
alfa=Es/Ec			α	7,2	7,2	7,2	7,2	
A=ro1+ro2+N./(b.*d.*Fys)			A	21,2	24,5	19,7	36,8	
B= ro1+ro2.*delta1+N./(b.*d.*Fys)			B	21,2	24,5	19,7	36,8	
x=epsy x d			epsy	0,996	0,997	0,996	0,998	
Direção X		z=d-c	z	0,68	0,68	0,68	0,68	
		delta1=c/d	delta1	0,03	0,03	0,03	0,03	
		alfa=Es/Ec	α	7,2	7,2	7,2	7,2	
		A=ro1+ro2+N./(b.*d.*Fys)	A	20,56	23,81	19,15	35,66	
B= ro1+ro2.*delta1+N./(b.*d.*Fys)	B	20,55	23,79	19,14	35,65			
x=epsy x d	epsy	1,00	1,00	1,00	1,00			
x=epsy x d	x	0,72	0,72	0,72	0,72			

Tabela C14: Parâmetros para cálculo da capacidade ao Corte segundo o EC8-3

ângulo formado pela escora comprimida do betão com o eixo da viga	θ	30	30	30	30
	$Cotg(\theta)$	1,73	1,73	1,73	1,73
coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal	$v1$	0,53	0,53	0,53	0,53
menor largura da secção entre o banzo tracionado e comprimido	bw,x	0,75	0,75	0,75	0,75
menor largura da secção entre o banzo tracionado e comprimido	bw,y	0,40	0,40	0,40	0,40
coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido	α_{cw}	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabela C15: Valores da Capacidade ao Corte de Pilares de acordo com o EC8-3 e o EC2-1-1 (Adaptado de [12])

Verificação de Segurança								
Parâmetros				PA 40x75	PA 40x75 (extrem.)	PB 40x75	PC 40x75 (extrem.)	
Esforço Transverso	EC8-3 (§A.3.3.1 (4))	Direção X	Contribuição escora	VN	0,006	0,009	0,005	0,013
			Fator corretivo	μ	1	1	1	1
			Contribuição betão	VC	0,05	0,05	0,04	0,06
			Contribuição esforço transversal	Vw	0,04	0,04	0,04	0,04
			Capacidade ao esforço transversal	$VR, EC8-3$	82	88	78	102
			<i>Seismostruct (Armadura transversal + Betão)</i>	$VR, EC8-3$	90		77	99
		<i>Seismostruct (análise)</i>	$VR, EC8-3$	117	118	111	129	
		Direção Y	Contribuição escora	VN	0,012	0,011	0,012	0,016
			Fator corretivo	μ	1,00	1,00	1,00	1,00
			Contribuição betão	VC	0,11	0,11	0,09	0,14
			Contribuição esforço transversal	Vw	0,09	0,09	0,09	0,09
			Capacidade ao esforço transversal	$VR, EC8-3$	184	183	168	210
	<i>Seismostruct (Armadura transversal + Betão)</i>		$VR, EC8-3$	220		186	246	
	<i>Seismostruct (análise)</i>	$VR, EC8-3$	204	208	205	264		
	EC2-1-1 (§6.2.3 (3))	Direção X	esmagamento das escoras diagonais do betão	$VR, EC2,c$	1598,8	1598,8	1598,8	1598,8
			rotura da armadura transversal	$VR, EC2,sw$	83,32	83,32	83,32	83,32
			Capacidade ao esforço transversal	$VR, EC2$	83	83	83	83
		Direção Y	esmagamento das escoras diagonais do betão	$VR, EC2,c$	1757,1	1757,1	1757,1	1757,1
rotura da armadura transversal			$VR, EC2,sw$	171,7	171,7	171,7	171,7	
Capacidade ao esforço transversal			$VR, EC2$	172	172	172	172	

C.5. Reforço Estrutural

C. 5. 1. Reforço por Encamisamento com CFRP

Construção	Orientação da Fibra	Orientação das fibras: 0° (unidirecional)	
	Fibras	Longitudinal: fibras de carbono pretas (99% do peso total)	
	Fibras	Transversal: fibras termoplásticas brancas (1% do peso total)	
Tipo de fibra	Fibras de carbono.		
Embalagem	Rolo com 0,50 m x 100 m (50m ²).		
Prazo de validade	24 meses após a data de fabricação.		
Condições de estocagem	Armazenado em sua embalagem original em local seco à temperatura entre +5°C e +35°C. Proteger da luz direta do sol.		
Densidade da fibra seca	1.82 g/cm ³		
Espessura da fibra seca	0.167 mm (baseado na quantidade de fibra).		
Densidade da área	304 g/m ² + 10 g/m ² (fibras de carbono).		
Resistência à tração da fibra seca	4 000 N/mm ²	(ISO 10618)	
Módulo de elasticidade da fibra seca tensionada	230 000 N/mm ²	(ISO 10618)	
Alongamento de ruptura da fibra seca	1.7 %	(ISO 10618)	
DADOS TÉCNICOS			
Espessura laminado nominal	0.167 mm		
Laminado nominal transversal	167 mm ² , por 1000 mm de largura.		
Resistência laminado à tração	Médio	Nominal	(EN 2561*)
	3 500 N/mm ²	3 200 kN/mm ²	(ASTM D 3039*)
(*) Amostra modificada com 50 mm.			
Módulo laminado de elasticidade em tensão	Médio	Nominal	(EN 2561*)
	225 kN/mm ²	220 kN/mm ²	
	Médio	Nominal	(ASTM D 3039*)
	220 kN/mm ²	210 kN/mm ²	
(*) Amostra modificada com 50 mm. Valores referente ao sentido longitudinal das fibras. Camada única, mínimo 27 amostras por teste.			
Alongamento laminado de ruptura	1.56 %	(com base na EN 2561)	
	1.59 %	(com base na ASTM D 3039)	
Resistência à tração	Médio	Nominal	(com base na EN 2561)
	585 N/mm	534 N/mm	(com base na ASTM D 3039)
Resistência à rigidez	Médio	Nominal	(com base EN 2561)
	37.6 MN/m	36.7 MN/m	
	37.6 kN/m por ‰ alongamento	36.7 kN/m por ‰ alongamento	

Figura C5: Características técnicas da fibra de carbono SikaWrap-300C.

Tabela C16: Valores da Capacidade ao Corte de Pilares reforçados com encamisamento de CFRP de acordo com o EC8-3 (Adaptado de [12])

Verificação de Segurança							
Parâmetros			PA 40x75	PA 40x75 (extrem.)	PB 40x75	PC 40x75 (extrem.)	
Esforço Transverso – EC8-3	Direção X	Contribuição escora	VN	0,006	0,009	0,005	0,013
		Factor correctivo	μ	1	1	1	1
		Contribuição betão	VC	0,05	0,05	0,04	0,06
		Contribuição esforço transverso	Vw	0,04	0,04	0,04	0,04
		Contribuição do FRP	Vw,f	0,15	0,15	0,15	0,15
		Capacidade ao esforço transverso	V_R, EC8-3	210	213	203	226
		Seismostruct (análise)	V_R, EC8-3	254	275	254	281
	Direção Y	Contribuição escora	VN	0,01	0,01	0,01	0,02
		Factor correctivo	μ	1	1	1	1
		Contribuição betão	VC	0,11	0,11	0,09	0,11
		Contribuição esforço transverso	Vw	0,09	0,09	0,09	0,09
		Contribuição do FRP	Vw,f	0,30	0,30	0,30	0,30
		Capacidade ao esforço transverso	V_R, EC8-3	447	447	431	449
		Seismostruct (análise)	V_R, EC8-3	542	548	542	561