

# **Análise e reforço sísmico de um edifício antigo porticado de betão armado**

**Ana Beatriz Novais Ferreira Rodrigues**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

**Engenharia Civil**

Orientador:

Professora Doutora Rita Maria Do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

**Júri**

Presidente: Professor Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

Orientador: Professora Doutora Rita Maria Do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Vogal: Professor Doutor João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida

**Dezembro 2020**



#### Declaração

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



## **Agradecimentos**

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer à professora Rita Bento e à engenheira Rita Couto, cujo apoio, disponibilidade e conhecimentos transmitidos foram imprescindíveis na realização desta dissertação.

Quero agradecer ao Reydleon Paulo pelos conselhos e pela amizade demonstrada ao longo do curso, que tão importantes foram.

Por fim, gostaria de agradecer ao meu pai, à minha mãe e ao meu irmão por todos os valores que me transmitiram, pela constante preocupação e dedicação, e sobretudo, por acreditarem sempre em mim.



## Resumo

As consequências de um sismo dependem em grande medida da vulnerabilidade do edificado. Estando Portugal numa zona de limites tectónicos bem definidos e, portanto, mais susceptível à acção sísmica, é fundamental que o desempenho sísmico das estruturas seja adequado, verificando as condições de segurança regulamentares. Contudo, o dimensionamento sísmico adequado apenas começou a ser implementado no dimensionamento de edifícios novos a partir de 1983, pelo que os edifícios de betão armado dimensionados e construídos antes deste ano, representam, na sua generalidade, um risco sísmico elevado. Assim, a análise sísmica destes edifícios é essencial para verificar a segurança estrutural e definir, eventualmente, eventuais soluções de reforço. O objectivo desta dissertação é avaliar as principais deficiências de um edifício porticado de betão armado considerado representativo do período anterior a 1983, tendo em vista uma proposta de solução de reforço que permita verificar os requisitos de desempenho definidos na Parte 3 do Eurocódigo 8. A estrutura foi modelada no programa SAP2000 e avaliada através de uma análise estática não linear, de acordo com o método N2 proposto na Parte 1 do Eurocódigo 8. Relativamente às paredes de alvenaria, a presença destas tem vindo a ser, frequentemente, ignorada no dimensionamento e avaliação de edifícios, contudo estando comprovada a sua influência no comportamento global do edifício quando sujeito à acção sísmica, estas foram modeladas de acordo com uma relação não linear, avaliando-se posteriormente o efeito da sua consideração no modelo.

**Palavras-chave:** edifício de betão armado, paredes de alvenaria, avaliação sísmica, reforço sísmico, análise estática não linear, método N2





## **Abstract**

The consequences of an earthquake depend heavily on the vulnerability of buildings. Since Portugal is in an area of well-defined tectonic limits, so more susceptible to seismic action, it is essential that the seismic performance of the structures allows to lessen the impact of an eventual earthquake. However, seismic resistance was not fully implemented in the design of new buildings until the 1980's, so reinforced concrete buildings constructed between 1950 and 1980, according to regulations with an inadequate approach to seismic design, represent an identified risk. Thus, the seismic assessment of these buildings is essential to determine the need of retrofiting. The objective of this dissertation is to evaluate the main deficiencies of a reinforced concrete frame building considered representative of the previous period, in order to propose a retrofiting strategy with the aim of verify the seismic performance requirements defined in part 3 of Eurocode 8. The structure was modeled in SAP2000 software and evaluated by means of a nonlinear static analysis, according to the N2 method proposed in part 1 of Eurocode 8. The presence of masonry infills has been ignored in the design and assessment of buildings, however, it has been broadly shown that presence of infill panels as closing elements of reinforced concrete buildings has a significant influence on global structural behavior when subjected to seismic action. In this dissertation, masonry infills were modeled using a non-linear relationship and their influence on the behavior of the building was studied.

**Keywords:** reinforced concrete building, masonry infills, seismic assessment, seismic retrofiting, nonlinear static analysis, N2 method



# Índice

<b>Agradecimentos .....</b>	<b>i</b>
<b>Resumo.....</b>	<b>iii</b>
<b>Abstract .....</b>	<b>v</b>
<b>Índice .....</b>	<b>vii</b>
<b>Índice de figuras .....</b>	<b>xi</b>
<b>Índice de tabelas.....</b>	<b>xv</b>
<b>Capítulo 1 – Introdução.....</b>	<b>1</b>
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Objectivos propostos.....	3
1.3 Organização do documento.....	3
<b>Capítulo 2 – Introdução ao Edifício em Estudo.....</b>	<b>5</b>
2.1 Introdução .....	5
2.2 Arquitectura .....	5
2.3 Conceção Estrutural.....	6
2.4 Pormenorização dos elementos: Projecto Original vs Eurocódigo 8.....	7
<b>Capítulo 3 – Modelação do Edifício .....</b>	<b>11</b>
3.1 Introdução .....	11
3.2 Materiais.....	11
3.2.1 Betão.....	11
3.2.2 Aço.....	12
3.3 Modelação dos Elementos Estruturais e Elementos Não Estruturais .....	13
3.3.1 Pilares e Vigas .....	13
3.3.2 Escadas .....	13
3.3.3 Lajes .....	13
3.3.4 Fundações .....	13
3.3.5 Paredes de Alvenaria de Tijolo.....	14
3.4 Modelação do Comportamento Não Linear .....	17
3.4.1 Modelos de plasticidade .....	17

3.4.2	Modelação do Comportamento Não Linear de Pilares e Vigas .....	18
3.4.3	Modelação do Comportamento Não Linear das Paredes de Alvenaria .....	19
3.5	Definição das cargas gravíticas .....	21
3.6	Definição da acção sísmica .....	23
3.6.1	Espectro de resposta elástico de aceleração .....	23
3.6.2	Espectro de resposta elástico de deslocamento (ADRS) .....	25
<b>Capítulo 4 - Avaliação Sísmica do Edifício .....</b>		<b>27</b>
4.1	Introdução .....	27
4.2	Requisitos de desempenho .....	27
4.3	Critérios de conformidade .....	28
4.3.1	Determinação da capacidade dos mecanismos dúcteis .....	29
4.3.2	Determinação da capacidade dos mecanismos frágeis .....	30
4.3.3	Combinação dos efeitos das componentes da acção sísmica.....	32
4.4	Nível de conhecimento .....	32
4.5	Análise Modal.....	33
4.6	Análise Estática Não Linear (Pushover) .....	36
4.6.1	Curvas de capacidade .....	39
4.6.2	Distribuição de danos .....	40
4.6.3	Método N2 .....	48
4.6.4	Mecanismos de rotura frágeis .....	55
<b>Capítulo 5 – Solução de reforço estrutural.....</b>		<b>61</b>
5.1	Introdução .....	61
5.2	Reforço estrutural por encamisamento de secções com betão armado .....	61
5.3	Reforço estrutural por encamisamento de secções com CFRP .....	62
5.4	Reforço estrutural por encamisamento com chapas metálicas .....	63
5.5	Solução de reforço estrutural adoptada – encamisamento com CFRP .....	64
5.5.1	Cálculo da resistência ao esforço transversal após reforço estrutural.....	65
5.5.2	Aplicação do reforço estrutural no modelo numérico do edifício.....	67
<b>Capítulo 6 – Considerações finais e desenvolvimentos futuros.....</b>		<b>73</b>
6.1	Considerações finais.....	73

6.2	Desenvolvimentos futuros.....	75
<b>Referências</b>	.....	<b>77</b>
<b>Anexos</b>	.....	<b>83</b>



# Índice de figuras

Figura 1 - Edifício em estudo: (A) fachada principal; (B) tardo. ....	5
Figura 2 - Plantas de arquitectura: (A) 1º andar; (B) 3º andar. ....	6
Figura 3 – Planta de estruturas: 1º andar; com a identificação das direcções. ....	6
Figura 4 - (A) pormenorização inadequada da armadura longitudinal de um dos pilares do edifício em estudo devido a um espaçamento entre varões abraçados por cintas elevado; (B) pormenorização de acordo com o EC8-1 [1], (adaptado de [16]). ....	7
Figura 5 - (A) armadura longitudinal das vigas dobradas como armadura resistente ao esforço transversal no edifício em estudo; (B) pormenorização da armadura transversal de uma viga de acordo com o EC8-1 [1], (adaptado de [16]). ....	8
Figura 6 - Emenda e ancoragem da armadura longitudinal de um pilar do edifício em estudo num nó de ligação viga-pilar. ....	8
Figura 7 - Relação constitutiva do betão, para um carregamento monotónico, proposta por Mander et al. (1988) [17]. ....	11
Figura 8 - Relação constitutiva do aço, para um carregamento monotónico, proposta por Park-Paulay (1975) [18]. ....	12
Figura 9 - Modelação de um painel de alvenaria de tijolo, utilizando o modelo de escoras diagonais, (Fardis, 2009 [21]). ....	14
Figura 10 - Paredes de alvenaria consideradas na modelação da cave e respectiva numeração das escoras diagonais. ....	16
Figura 11 - Vigas e pilares da cave numerados. ....	16
Figura 12 - Modelos de plasticidade idealizados, (adaptado de Deierlein et al. 2010 [32]). ....	17
Figura 13 - Relação força-deslocamento da escora diagonal (à compressão), (adaptado de Celarec et al. 2012 [31]). ....	19
Figura 14 - Edifício modelado no programa SAP2000 v21.0.2 (CSI,2019): (A) modelo sem paredes de alvenaria; (B) modelo com paredes de alvenaria. ....	21
Figura 15 - Espectro de resposta elástico de aceleração em Lisboa, para um solo do tipo B, considerando um factor de amortecimento $\xi=5\%$ . ....	25
Figura 16 - Espectro de resposta elástico no formato aceleração-deslocamento espectral em Lisboa, para um solo do tipo B, considerando um factor de amortecimento $\xi=5\%$ . ....	25
Figura 17 - Representação gráfica do primeiro modo de vibração: vista 3D e em planta. ....	34
Figura 18 - Representação gráfica do segundo modo de vibração: vista 3D e em planta. ....	34
Figura 19 - Representação gráfica do terceiro modo de vibração: vista 3D e em planta. ....	35

Figura 20 - Patamares indicativos da capacidade de deformação da rótula plástica em função da relação força-deformação (adaptado de [51]).	38
Figura 21 - Representação do nó de controlo e dos alinhamentos mais relevantes: A – tardo; B – Caixa de escadas segundo X; C – fachada principal; D – alçado poente; E – Caixa de escadas segundo Y; F – alçado nascente	38
Figura 22 - Curvas de capacidade para a direcção X e para a direcção Y, no sentido positivo e negativo.	39
Figura 23 - Planta geral da cave (CML 1960).	40
Figura 24 - Identificação dos alinhamentos mais relevantes do edifício.	41
Figura 25 - Danos causados pelo carregamento uniforme, no modelo com alvenarias, segundo o sentido negativo da direcção X para o deslocamento último, no alinhamento A e alinhamento C.	41
Figura 26 – Danos causados pelo carregamento modal, no modelo com alvenarias, segundo o sentido negativo da direcção X para o deslocamento último, no alinhamento A e alinhamento C.	42
Figura 27 - Danos causados no modelo com alvenarias, segundo o sentido positivo da direcção X para o deslocamento último, no alinhamento B: B 1) distribuição uniforme; B 2) distribuição modal.	43
Figura 28 - Danos causados pelo carregamento uniforme, no modelo sem alvenarias, segundo o sentido negativo da direcção X para o deslocamento último, no alinhamento A e alinhamento C.	44
Figura 29 - Danos causados pelo carregamento modal, no modelo sem alvenarias, segundo o sentido negativo da direcção X para o deslocamento último, no alinhamento A e alinhamento C.	44
Figura 30 - Danos causados pelo carregamento uniforme, no modelo com alvenarias, segundo o sentido negativo da direcção Y para o deslocamento último, no alinhamento D e alinhamento F.	45
Figura 31 - Danos causados pelo carregamento modal, no modelo com alvenarias, segundo o sentido negativo da direcção Y para o deslocamento último, no alinhamento D e alinhamento F.	45
Figura 32 - Danos causados no modelo com alvenarias, segundo o sentido positivo da direcção Y para o deslocamento último, no alinhamento E: E 1) distribuição uniforme; E 2) distribuição modal.	46
Figura 33 - Danos causados pelo carregamento uniforme, no modelo sem alvenarias, segundo o sentido negativo da direcção Y para o deslocamento último, no alinhamento D, alinhamento E, e alinhamento F.	47



Figura 34 - Danos causados pelo carregamento modal, no modelo sem alvenarias, segundo o sentido negativo da direcção Y para o deslocamento último, no alinhamento D, alinhamento E, e alinhamento F. ....	47
Figura 35 - Relação idealizada elasto-perfeitamente plástica da curva de capacidade do sistema SDOF, (adaptado de [21]). ....	50
Figura 36 - Determinação do deslocamento-alvo para o sistema SDOF equivalente: a) períodos baixos; b) períodos médios; (adaptado de [43]). ....	53
Figura 37 - Determinação dos deslocamentos-alvo para o sistema SDOF equivalente, para o modelo com alvenarias e modelo sem alvenarias, no sentido negativo de ambas as direcções do sismo do tipo 1. ....	55
Figura 38 - Curvas de capacidade para a direcção X e para a direcção Y, no sentido positivo e negativo, com a identificação do mecanismo de colapso, da rotura por corte e do deslocamento-alvo. ....	56
Figura 39 - Plantas com a identificação do alinhamento A (tardoz), do alinhamento C (fachada principal), e dos eixos dos pilares: a) cave; b) 2º andar. ....	57
Figura 40 - Identificação dos pilares do alinhamento A e alinhamento C com um esforço transversal para o deslocamento-alvo, $V2dt$ , superior ao esforço transversal resistente para acções cíclicas, $VR$ . ....	59
Figura 41 - Detalhes das secções dos pilares do eixo 3. ....	59
Figura 42 - Exemplos de encamisamento de elementos estruturais com betão armado, em planta e alçado, (adaptado de [21]). ....	61
Figura 43 - Exemplos de encamisamento de elementos de betão armado com CFRP's, (adaptado de [21]). ....	62
Figura 44 - Exemplo de encamisamento metálico de elementos de betão armado de secção rectangular, (adaptado de [21]). ....	63
Figura 45 - Encamisamento metálico de um elemento de secção rectangular com uma manga circular, (adaptado de [56]). ....	64
Figura 46 - Identificação dos pilares do alinhamento A e alinhamento C com um esforço transversal para o deslocamento-alvo, $V2dt$ , superior ao esforço transversal resistente para acções cíclicas, $VR$ , após serem alteradas as propriedades mecânicas do material nos pilares com $V2dt > VR$ . ....	69
Figura 47- Numeração das vigas e dos eixos dos pilares da cave (esquerda), e do R/C (direita). ....	83
Figura 48 - Numeração das vigas e dos eixos dos pilares do 1º andar (esquerda), e do 2º andar (direita). ....	83

Figura 49- Numeração das vigas e dos eixos dos pilares do 3º andar (esquerda), e do 4º andar (direita).....	83
Figura 50 - Cave (esquerda), e R/C (direita).....	88
Figura 51 - 1º andar (esquerda), e 2º andar (direita). ....	88
Figura 52 - 3º andar (esquerda), e 4º andar (direita). ....	88
Figura 53 - Cobertura. ....	89

## Índice de tabelas

Tabela 1 - Propriedades do betão não confinado utilizado na modelação dos elementos estruturais.	12
Tabela 2 - Propriedades do aço utilizado na modelação dos elementos estruturais. ....	13
Tabela 3 – Propriedades consideradas para as alvenarias de tijolo de acordo com a norma italiana.	15
Tabela 4 - Pesos considerados na definição das cargas gravíticas da estrutura. ....	21
Tabela 5 - Peso, massa e momento polar de inércia de cada piso. ....	22
Tabela 6 - Parâmetros considerados no espectro de resposta elástico de aceleração, (adaptado do Anexo C do EC8-1 [13]. ....	24
Tabela 7 - Coeficientes multiplicativos da acção sísmica de referência a adoptar para o estado limite de danos severos. ....	24
Tabela 8 - Períodos de retorno associados aos estados limite, sugeridos pelo EC8-3 [12]. ....	28
Tabela 9 - Valores dos coeficientes de confiança para cada nível de conhecimento. ....	33
Tabela 10 - Modos de vibração do modelo com paredes de alvenaria. ....	33
Tabela 11 – Frequências de vibração para o modelo sem alvenarias, com alvenarias e as obtidas experimentalmente. ....	35
Tabela 12 - Coeficientes de transformação do modelo com alvenarias. ....	49
Tabela 13 - Coeficientes de transformação do modelo sem alvenarias. ....	49
Tabela 14 - Definição da relação idealizada força/deslocamento no sistema SDOF. ....	51
Tabela 15 - Avaliação da ductilidade da estrutura. ....	51
Tabela 16 - Períodos do sistema SDOF idealizado. ....	52
Tabela 17 - Avaliação do deslocamento-alvo do sistema MDOF e deslocamento último para a acção sísmica do tipo 1 com um período de retorno de 308 anos, nos modelos com e sem alvenarias. ....	54
Tabela 18 - Estado limite (esforço transversal) dos pilares no modelo com alvenarias para o carregamento modal segundo o sentido negativo da direcção X. ....	58
Tabela 19 – Esforço transversal para o deslocamento-alvo considerando as duas componentes horizontais da acção sísmica nos eixos correspondentes aos pilares de canto. ....	60
Tabela 20 - Propriedades mecânicas do CFRP utilizado para o reforço (fabricante S&P). ....	66
Tabela 21 - Estado limite (esforço transversal) dos pilares no modelo com alvenarias para o carregamento modal segundo o sentido negativo da direcção X, após serem alteradas as propriedades mecânicas do material nos pilares com $V_{2dt} > V_R$ . ....	68
Tabela 22 - Propriedades geométricas das mantas de CFRP utilizadas para o reforço dos pilares. ..	70

Tabela 23 - Verificação do critério $V_{2dt} \leq V_{Rd}$ após o reforço com CFRP nos pilares do eixo 3 que necessitam de serem reforçados.....	70
Tabela 24 - Propriedades mecânicas do betão confinado após o encamisamento com CFRP nos pilares do eixo 3 que foram reforçados. ....	71
Tabela 25 - Caracterização das secções dos pilares .....	84
Tabela 26 - Caracterização das secções das vigas.....	85
Tabela 27 - Factores de redução, largura e espessura das escoras.....	90
Tabela 28 - Relação tensão-deformação das escoras. ....	91
Tabela 29 - Relação tensão-deformação das escoras. ....	92
Tabela 30 - Relação tensão-deformação das escoras. ....	93
Tabela 31 - Comprimento de rótula plástica das vigas. ....	94
Tabela 32 - Comprimento de rótula plástica dos pilares.....	95
Tabela 33 - Modos de vibração do modelo sem paredes de alvenaria. ....	95

# Índice de símbolos

## Abreviaturas

EC2-1 – Parte 1 do Eurocódigo 2

EC8-1 – Parte 1 do Eurocódigo 8

EC8-3 – Parte 3 do Eurocódigo 8

RBA – Regulamento do Betão Armado

NC – Colapso Iminente

SD – Danos Severos

DL – Limitação de Danos

LS – *Life Safety*

ADRS – *Acceleration Displacement Response Spectrum*

SDOF – (*Single degree of freedom*) sistema com um só grau de liberdade

MDOF – (*Multi degree of freedom*) sistema com múltiplos graus de liberdade

CFRP – (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*) polímeros reforçados com fibras de carbono

## Letras maiúsculas latinas

$A_c$  Área da secção transversal de betão

$A_o$  Área da abertura da parede de alvenaria

$A_p$  Área da parede de alvenaria

$A_w$  Área da secção transversal da parede de alvenaria

$D$  Maior dimensão da secção transversal de betão

$E_{cm}$  Módulo de elasticidade médio do betão

$E_f$  Módulo de elasticidade do CFRP

$E_m^*$  Energia de deformação até à formação do mecanismo plástico do sistema equivalente com um só grau de liberdade

$E_s$  Módulo de elasticidade do aço

$E_w$  Módulo de elasticidade da alvenaria

$F^*$  Força de corte basal do sistema equivalente com um só grau de liberdade

$F_b$  Força de corte na base do sistema com múltiplos graus de liberdade

$F_{cr}$  Força de corte de fendilhação da alvenaria

$F_{max}$  Força máxima da alvenaria

$F_{res}$  Força residual da alvenaria

$F_y^*$  Força de corte na base para a formação do mecanismo plástico do sistema equivalente com um só grau de liberdade

$G_{k,j}$  Valor característico da acção permanente

$G_w$  Módulo de distorção da alvenaria

$H$  Altura teórica da parede de alvenaria

$H_{cl}$	Altura da parede de alvenaria
$I_c$	Momento de inércia do pilar
$I_p$	Momento polar de inércia
$K_{el}$	Rigidez elástica da alvenaria
$K_{deg}$	Rigidez correspondente à força residual da alvenaria
$K_{sec}$	Rigidez secante da alvenaria
$L$	Comprimento teórico da parede de alvenaria
$L_{cl}$	Comprimento da parede de alvenaria
$L_e$	Comprimento de aderência efectivo
$L_0$	Largura máxima da abertura na horizontal
$L_p$	Comprimento da rótula plástica
$L_v$	Distância entre a extremidade onde ocorre a cedência e o ponto de contra flecha
$Lx_i$	Dimensão em planta do piso segundo x
$Ly_i$	Dimensão em planta do piso segundo y
$M_i$	Massa do piso $i$
$N$	Esforço axial de compressão
$Q_{k,i}$	Valor característico da acção variável
$R$	Raio do canto arredondado da secção transversal
$S$	Coefficiente de solo
$S_{ae}$	Espectro de resposta elástica de aceleração
$S_{de}$	Espectro de resposta elástica de 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
$T_D$	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
$V_{Ed}$	Esforço transversal obtido pela análise
$V_R$	Capacidade resistente ao esforço transversal
$V_{Rd}$	Esforço transversal resistente
$V_{Rd,f}$	Acréscimo de esforço transversal resistente devido à contribuição do CFRP
$V_{Rd,s}$	Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência
$V_{R,max}$	Resistência ao esforço transversal condicionada pela tensão de compressão do betão
$V_W$	Contribuição das armaduras transversais para a resistência ao esforço transversal
$V_2^{dt}$	Esforço transversal quando o deslocamento-alvo é atingido

### Letras minúsculas latinas

$a_g$	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 transversal
$b_w$	Largura da escora diagonal
$d$	Altura útil da secção
$d^*$	Deslocamento do nó de controlo do sistema equivalente com um só grau de liberdade
$d_{bl}$	Diâmetro das armaduras longitudinais
$d_e^*$	Deslocamento-alvo para um comportamento elástico do sistema equivalente com um só grau de liberdade
$d_m^*$	Deslocamento correspondente à formação do mecanismo plástico do sistema equivalente com um só grau de liberdade
$d_n$	Deslocamento do nó de controlo do sistema com múltiplos graus de liberdade
$d_t$	Deslocamento-alvo do sistema com múltiplos graus de liberdade
$d_t^*$	Deslocamento-alvo do sistema equivalente com um só grau de liberdade
$du$	Deslocamento último da estrutura
$d_y^*$	Deslocamento limite de plasticidade do sistema equivalente com um só grau de liberdade
$f_{cc}$	Tensão de rotura do betão confinado à compressão
$f_{cm}$	Resistência média à compressão do betão
$f_{ctm}$	Resistência média à tracção do betão
$f_{fd}$	Valor de cálculo da resistência ao descolamento
$f_{fd,e}$	Valor de cálculo da resistência efectiva ao descolamento do CFRP
$f_{fu,w}(R)$	Resistência última de um laminado ou manta de CFRP que reveste um canto de raio R
$f_l$	Nível de pressão do confinamento
$f_{su}$	Tensão de rotura do aço
$f_{sy}$	Tensão de cedência do aço
$f_{yw}$	Tensão de cedência dos estribos à tracção
$h$	Altura da secção
$k_b$	Coefficiente de recobrimento
$l$	Comprimento do elemento de betão armado
$m^*$	Massa do sistema equivalente de um grau de liberdade
$m_i$	Massa do piso $i$
$q$	Coefficiente de comportamento
$s_f$	Espaçamento dos laminados de CFRP medido na direcção ortogonal à direcção (resistente) das fibras
$t_f$	Espessura da manta de CFRP
$t_w$	Espessura da escora da diagonal
$w_f$	Largura da manta de CFRP medida na direcção ortogonal à direcção (resistente) das fibras
$x$	Altura da zona comprimida
$z$	Braço do binário das forças interiores

## Letras maiúsculas gregas

$\Gamma$	Coeficiente de transformação
$\phi_i$	Deslocamento normalizado do nó de controlo do piso $i$

## Letras minúsculas gregas

$\alpha$	Coeficiente de eficácia do confinamento
$\alpha_1$	Coeficiente multiplicador da acção sísmica horizontal de cálculo na formatação da primeira rótula plástica
$\alpha_u$	Coeficiente multiplicador da acção sísmica horizontal de cálculo na formação do mecanismo plástico global
$\beta$	Ângulo entre a direcção (resistente) das fibras da manta de CFRP e o eixo do elemento
$\gamma_{el}$	Factor maior que 1,0 para elementos sísmicos primários e igual a 1,0 para elementos sísmicos secundários
$\gamma_{fd}$	Coeficiente parcial relativo ao descolamento do CFRP
$\gamma_I$	Coeficiente de importância
$\delta$	Ângulo entre a diagonal e o eixo do pilar
$\varepsilon_{c1}$	Extensão à compressão correspondente a $f_{cm}$
$\varepsilon_{cc}$	Extensão do betão confinada correspondente à tensão $f_{cc}$
$\varepsilon_{cu1}$	Extensão última à compressão do betão
$\varepsilon_{cu,c}$	Extensão última do betão confinado
$\varepsilon_{sh}$	Extensão de endurecimento do aço
$\varepsilon_{su}$	Extensão de rotura do aço
$\varepsilon_{u,f}$	Extensão última do CFRP
$\varepsilon_{u,j}$	Extensão limite do CFRP, inferior a $\varepsilon_{u,f}$
$\eta$	Coeficiente de correcção do amortecimento
$\theta$	Rotação total da corda
$\theta_u$	Capacidade de rotação última
$\theta_u^{pl}$	Parte plástica da capacidade de rotação da corda
$\theta_w$	Inclinação da escora com a horizontal
$\theta_y$	Capacidade de rotação na cedência
$\lambda_{op}$	Factor de redução da largura da escora diagonal
$\mu$	Factor de ductilidade
$\mu_{\Delta}^{pl}$	Factor de ductilidade em rotação
$\nu$	Esforço axial reduzido
$\nu$	Coeficiente de Poisson
$\rho_d$	Percentagem de armaduras diagonais
$\rho_f$	Taxa geométrica de CFRP
$\rho_{sx}$	Percentagem de armaduras transversais paralelas à direcção $x$ de carregamento



$\rho_{tot}$	Taxa total das armaduras longitudinais
$\rho_W$	Percentagem das armaduras transversais
$\tau_{cr}$	Tensão de corte de fendilhação da parede de alvenaria
$\psi_{2,i}$	Coefficiente para o valor da acção quase permanente da acção variável $i$
$\psi_{E,i}$	Coefficiente de combinação para acção variável $i$
$\omega$	Taxa mecânica de armadura longitudinal tracionada
$\omega'$	Taxa mecânica de armadura longitudinal comprimida



# Capítulo 1 – Introdução

## 1.1 Enquadramento

Estando Portugal situado numa zona de limites tectónicos bem definidos, está mais susceptível à acção sísmica. Ao longo dos anos são vários os episódios que comprovam a perigosidade sísmica do território nacional continental. Os sismos históricos de 1531, de 1755 e de 1909 são exemplos de episódios sísmicos que comprovavam a perigosidade em Portugal continental e que contribuíram para a caracterização do sismo regulamentar tipo 1 (1531 e 1755) e tipo 2 (1909) [1]. Embora exista actividade sísmica, os sismos de grande magnitude em Portugal apresentam períodos de retorno elevados quando comparados com outros países com actividade sísmica mais intensa, e por esta razão tem existido alguma passividade na forma como é encarado o risco sísmico e as suas consequências. Contudo, as consequências catastróficas destes fenómenos naturais, como é a perda de vidas humanas, devida em grande parte à vulnerabilidade do edificado, impõem a necessidade de serem criadas medidas que reduzam as consequências de um eventual sismo.

Os edifícios de betão armado representam a maioria do edificado português construído após 1960 e a sua vulnerabilidade à acção sísmica está relacionada sobretudo com a época de construção e a legislação em vigor à data da construção. No que se refere à legislação, embora em 1958 tenha sido criado o primeiro regulamento onde se prevê a consideração da acção sísmica no dimensionamento de edifícios [2], denominado de “Regulamento de Segurança das Construções contra Sismos”, este baseava-se num método simplificado de análise sísmica (análise estática equivalente), com aplicação de cargas horizontais equivalentes e adoptando valores pouco realistas de coeficiente sísmico (valores baixos) [3]. A ausência de regulamentação, ou uma regulamentação numa fase muito inicial do estudo da acção sísmica em edifícios e práticas construtivas inadequados são apontados como as principais razões da vulnerabilidade sísmica de estruturas existentes antigas (anteriores a 1983). De acordo com [4], os edifícios construídos em Portugal entre 1950 e 1980 apresentam uma capacidade resistente à acção sísmica inferior a 50% da que é exigida nos regulamentos actuais, menos dúcteis e com menor capacidade de dissipação de energia hysterética, sendo assim evidente o fraco desempenho sísmico que os edifícios deste período apresentam. A importância da ductilidade no dimensionamento de estruturas quando sujeitas à acção sísmica foi introduzida apenas em 1983 pelo Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado [5]. Neste regulamento foram também realizadas alterações relevantes ao nível da pormenorização da cintagem dos pilares, o que permitiu uma melhoria considerável do desempenho sísmico das estruturas de betão armado.

Embora actualmente a maior ameaça da actividade sísmica à vida humana esteja em edifícios existentes, dimensionados de acordo com regulamentos cuja única acção horizontal prevista era a acção do vento, ou se era considerada a acção sísmica era de forma claramente inadequada atendendo aos conhecimentos actuais, o foco da atenção da engenharia sísmica ainda incide sobretudo em estruturas novas, contudo, a reabilitação do edificado existente tem merecido cada vez

maior atenção. De facto, o aumento da resistência à acção sísmica está associado a um acréscimo relativamente reduzido em termos de custos em estruturas novas, ao contrário do que acontece em estruturas existentes, em que o custo da intervenção de reforço é normalmente uma parcela significativa do custo total da reabilitação, acrescentando ainda os custos de desocupação da estrutura.

O processo natural de reabilitação do edificado irá gradualmente diminuir o número de edifícios dimensionados segundo regulamentos que não previam uma resistência adequada a acção sísmica. Esta será uma solução sócio-económica interessante para países onde se verifica uma actividade sísmica reduzida, no entanto em regiões caracterizadas por uma actividade sísmica moderada a elevada é crucial reforçar o edificado existente por forma a mitigar os danos causados na estrutura e evitar a perda de vidas humanas.

Sendo evidente a necessidade de reforçar edifícios existentes em zonas de actividade sísmica moderada a elevada, as análises sísmicas não lineares surgem como método de referência na avaliação de estruturas existentes, conduzindo a uma análise adequada para avaliar o comportamento do edifício quando sujeito à acção sísmica e a identificação dos elementos críticos. O rigor destas análises permite reduzir o custo da intervenção de reforço, quando comparado com métodos de análise lineares que geralmente conduzem a resultados conservativos.

A correcta avaliação sísmica de um edifício existente implica a consideração de todos os elementos do edifício que influenciam o seu desempenho sísmico, tanto estruturais como não estruturais [6]. A presença de paredes de alvenaria em edifícios de betão armado é extremamente comum, no entanto, e ainda hoje, durante o processo de dimensionamento de novos edifícios e na avaliação de edifícios existentes, as paredes de alvenaria são geralmente consideradas elementos não estruturais, e por essa razão a sua influência na resposta do edifício à acção sísmica é ignorada. Nos últimos anos muitos autores têm estudado os efeitos das paredes de alvenaria na resposta dos edifícios de betão armado, (Asteris and Cotsovos 2012 [7], Crisafulli 1997b [8], Davis et al. 2004 [9], Kakaletsis and Karayannis 2008 [10], Manfredi et al. 2012 [11], Mosalam et al. 1997 [12]), e a necessidade de inclusão destes elementos não estruturais na avaliação sísmica e no processo de dimensionamento é reconhecida. A presença de paredes de alvenaria pode ter efeitos tanto benéficos como negativos na resposta da estrutura à acção sísmica, pelo que a sua consideração é essencial na avaliação e reforço de edifícios existentes.

## 1.2 Objectivos propostos

O objectivo principal desta dissertação é modelar e analisar o desempenho sísmico de um edifício de betão armado, representativo dos edifícios dimensionados entre 1950 e 1960 em Portugal, avaliando o efeito as paredes de alvenaria na resposta sísmica, de modo a estudar a distribuição de danos e uma eventual solução de reforço. Neste contexto, listam-se, de forma mais detalhada, os diferentes objectivos da dissertação:

- (i) Análise conceptual de um edifício de betão armado representativo dos edifícios porticados dimensionados e construídos na cidade de Lisboa entre 1950 e 1960;
- (ii) Avaliar o desempenho sísmico do edifício, de acordo com os procedimentos de análise preconizados na Parte 3 do Eurocódigo 8 (EC8-3) [13], através:
  - Da criação de dois modelos computacionais tridimensionais, baseados no comportamento não linear da estrutura, recorrendo ao programa SAP2000 V21.0.2 (CSI, 2019): o primeiro sem considerar paredes de alvenaria e o segundo considerando as paredes de alvenaria;
  - Da análise da resposta da estrutura à acção sísmica através de um método de análise estática não linear (análise *pushover*), seguindo o método N2 proposto na Parte 1 do Eurocódigo 8 [13];
- (iii) Desenvolver e analisar uma solução de reforço sísmico de modo a ser verificada a segurança de acordo com o EC8-3 [13].

## 1.3 Organização do documento

A presente dissertação encontra-se dividida em seis capítulos.

Neste capítulo é contextualizada a importância da avaliação sísmica de edifícios existentes dimensionados de acordo com regulamentos antigos que não previam um adequado desempenho à acção sísmica, e a eventual necessidade de reforço dos mesmos. Para além das motivações, são também definidos os principais objectivos da dissertação, e descrita a organização do documento.

No Capítulo 2 é apresentado o edifício em estudo, descrevendo-se o sistema estrutural, representativo dos edifícios construídos em Portugal entre 1950 e 1960, e identificam-se algumas deficiências.

No Capítulo 3 é resumido o desenvolvimento do modelo computacional tridimensional da estrutura no programa SAP2000 V21.0.2 (CSI, 2019). No programa, para além dos elementos estruturais, são também modeladas as paredes de alvenaria. Neste capítulo são introduzidas as várias estratégias de modelação do comportamento não linear dos elementos.

No Capítulo 4 são abordados os requisitos de desempenho e critérios de conformidade de acordo com o EC8-3 [13]. Neste capítulo são apresentados os resultados da análise modal e das análises estáticas não lineares realizadas ao edifício em estudo, avaliando-se o desempenho sísmico através do método N2, indicado no EC8-1 [1]. É feita ainda uma comparação entre as análises obtidas para o modelo sem alvenarias e modelo com alvenarias.

No Capítulo 5 são apresentadas as três técnicas de reforço sísmico mais comuns e de entre estas estudada a solução de reforço globalmente mais interessante face aos resultados obtidos através das análises estáticas não lineares e custo da solução. A solução de reforço estrutural proposta é analisada apenas para o modelo com alvenarias.

No Capítulo 6 apresentam-se as principais conclusões e possíveis desenvolvimentos futuros desta dissertação.

# Capítulo 2 – Introdução ao Edifício em Estudo

## 2.1 Introdução

O edifício em estudo nesta dissertação corresponde a um edifício porticado de betão armado com seis pisos (um piso à cota do terreno e cinco pisos elevados), destinado à habitação (Figura 1). O edifício localiza-se na Avenida Silva e Albuquerque do bairro de Alvalade, na cidade de Lisboa, tendo sido projectado e construído entre 1955 e 1960. Toda a informação relativa à estrutura foi obtida por consulta dos documentos disponíveis no Arquivo Municipal de Lisboa, nomeadamente plantas de arquitectura, pormenorizações dos elementos estruturais e memória descritiva do projecto de arquitectura e de estruturas.

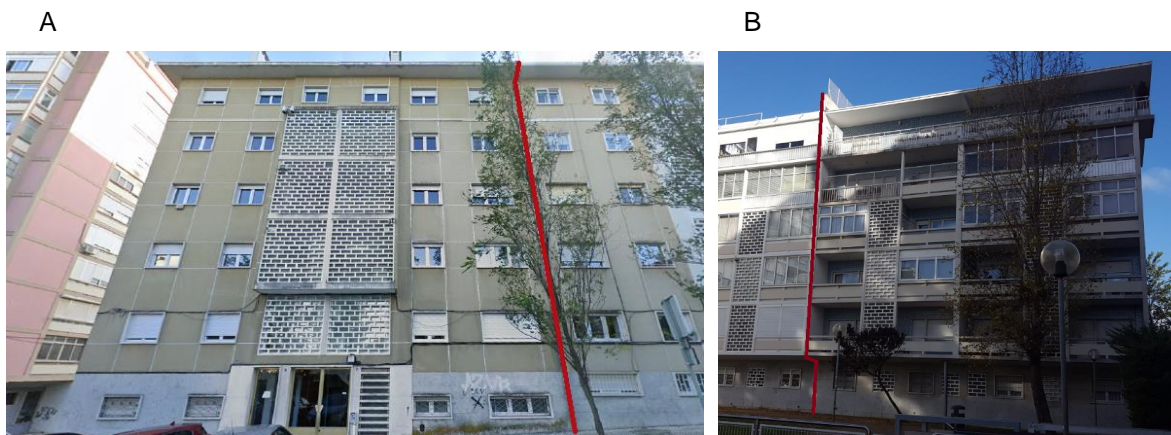


Figura 1 - Edifício em estudo: (A) fachada principal; (B) tardoz.

## 2.2 Arquitectura

Os seis pisos do edifício em estudo apresentam tipologias distintas. No primeiro piso, que corresponde à cave, encontra-se a habitação da porteira e um apartamento T2. No segundo e terceiro piso, correspondentes ao r/c e 1º andar, respectivamente, existem dois apartamentos T2. No quarto, quinto e sexto pisos, correspondentes ao 2º, 3º e 4º andar, respectivamente, existe um apartamento T5. De referir ainda que a cobertura é acessível, encontrando-se aqui a casa dos motores. Na Figura 2 são apresentadas as plantas de arquitectura do 1º e do 3º andar.

O edifício tem uma área de implantação de cerca de 190 m<sup>2</sup> (17,8 m x 10,7 m), e uma altura de aproximadamente 20,6 m, sendo a altura da fachada de 18 m.

Na Figura 2 apresentam-se as plantas de arquitectura: (A) 1º andar e (B) 2º andar.

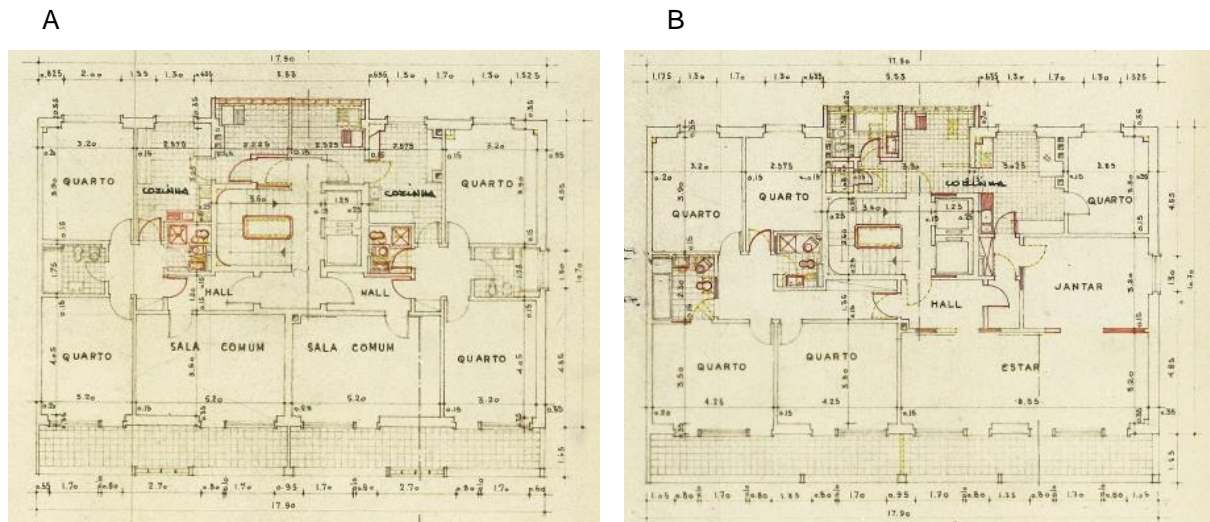


Figura 2 - Plantas de arquitectura: (A) 1º andar; (B) 3º andar.

### 2.3 Concepção Estrutural

Dimensionado pelo engenheiro José Manuel Malato em 1955, de acordo com o regulamento em vigor à data, o Regulamento do Betão Armado (RBA) [14], o edifício em estudo é representativo de um período de construção em betão armado em que as estruturas não eram dimensionadas para a acção sísmica.

O edifício em estudo consiste numa estrutura porticada de betão armado, isto é, uma estrutura constituída por pilares, vigas e lajes. A estrutura é composta por vários pórticos, verificando-se uma disposição pouco regular dos pilares interiores, e ainda a existência de vigas a descarregar noutras vigas (Figura 3).

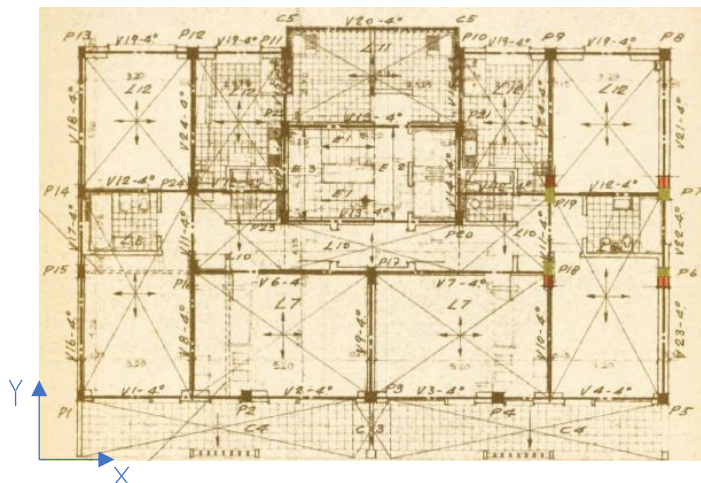


Figura 3 – Planta de estruturas: 1º andar; com a identificação das direcções.

À semelhança de outros edifícios do mesmo período, foram identificadas algumas irregularidades em altura, como a tendência crescente em altura para o desenvolvimento de mecanismos de rotura local



do tipo viga forte-pilar fraco, devido à redução da secção dos pilares em altura, mantendo-se as secções das vigas praticamente constantes.

Destaca-se também a utilização de varões de aço lisos, que condicionam fortemente o desempenho da estrutura quando sujeita a acções cíclicas, como é a acção sísmica, sobretudo nos nós de ligação viga-pilar, onde se verificam as maiores concentrações de esforços, podendo ocorrer fenómenos de escorregamento aço-betão.

## 2.4 Pormenorização dos elementos: Projecto Original vs Eurocódigo 8

O fraco desempenho sísmico dos edifícios de betão armado dimensionados e construídos entre 1950 e 1980 em Portugal é atribuído sobretudo ao desenvolvimento de mecanismos de colapso frágeis. Tipicamente, estes edifícios possuem uma série de deficiências ao nível da pormenorização de armadura que se traduzem num comportamento pouco dúctil dos seus elementos. Actualmente, a parte 1 do Eurocódigo 8 [1] adopta o princípio de dimensionamento por capacidade resistente (*capacity design*) que tira partido da ductilidade da estrutura, introduzindo também regulamentação que procura assegurar uma capacidade de deformação dos elementos adequada, sem perda da sua resistência.

No edifício em estudo foram identificadas algumas pormenorizações de armaduras inadequadas, sendo estas apresentadas a seguir e comparadas com as pormenorizações recomendadas pelo EC8-1 [1].

A quantidade de armadura longitudinal e o espaçamento entre varões nos pilares é muitas vezes insuficiente (Figura 4), o que pode originar o colapso prematuro por esforço transversal e fenómenos de encurvadura depois de alguns ciclos de carga e descarga [15]. De acordo com o EC8-1 [1], a distância entre varões longitudinais consecutivos abraçados por cintas ou por ganchos não deve ser superior a 200 mm. Pela Figura 4, observa-se que a distância entre alguns varões longitudinais abraçados por cintas é de aproximadamente 340 mm.

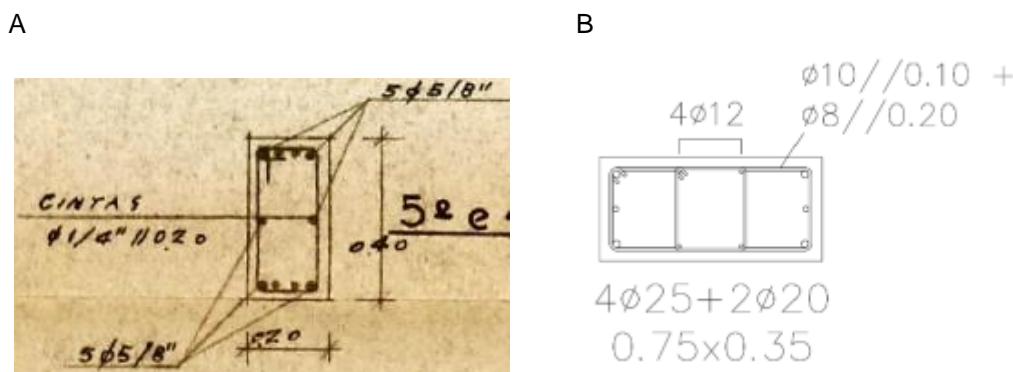


Figura 4 - (A) pormenorização inadequada da armadura longitudinal de um dos pilares do edifício em estudo devido a um espaçamento entre varões abraçados por cintas elevado; (B) pormenorização de acordo com o EC8-1 [1], (adaptado de [16]).

No edifício em estudo verifica-se também que a armadura transversal das vigas é claramente insuficiente ( $\phi 1/4''//0,20m$  – aproximadamente equivalente a  $\phi 6''//0,20m$ ). Esta quantidade de armadura

foi dimensionada tendo em conta apenas as forças que descarregam directamente nas vigas, em vez da força de corte gerada pelo desenvolvimento da capacidade última da viga à flexão. Nos nós de ligação viga-pilar observa-se o recurso a armadura longitudinal dobrada em vez da utilização de estribos (Figura 5), o que origina um comportamento indesejado do sistema, uma vez que no caso de inversão de esforços, devido à acção sísmica, o número de estribos não é o suficiente para garantir a exploração da ductilidade necessária [15].

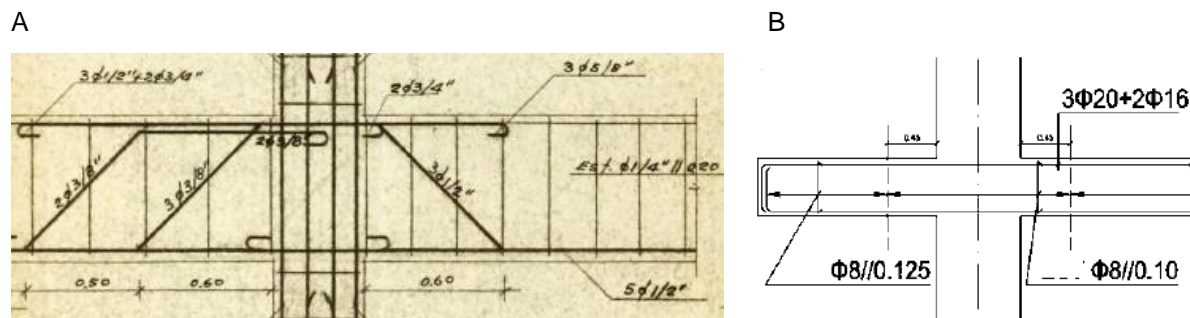


Figura 5 - (A) armadura longitudinal das vigas dobradas como armadura resistente ao esforço transverso no edifício em estudo; (B) pormenorização da armadura transversal de uma viga de acordo com o EC8-1 [1], (adaptado de [16]).

Como foi referido anteriormente, a área da secção transversal e a área de armadura longitudinal dos pilares do edifício em estudo diminuem em altura, isto porque o dimensionamento à data apenas tinha em conta as cargas que actuavam verticalmente. Como consequência, existe uma variação da rigidez e resistência dos pilares em altura que criam descontinuidades verticais relevantes na estrutura.

À semelhança do que acontece nos edifícios da mesma época, também no edifício em estudo as emendas e ancoragens da armadura longitudinal dos pilares é feita nos nós de ligação viga-pilar (Figura 6). Estas são das regiões mais críticas da estrutura, onde se geram forças internas muito elevadas, e que está mais fragilizada por comparação com a restante estrutura por serem aqui feitas as emendas e ancoragens da armadura.

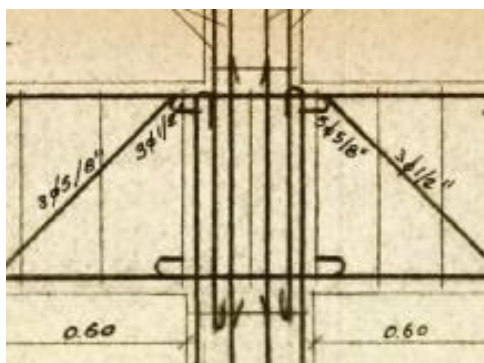


Figura 6 - Emenda e ancoragem da armadura longitudinal de um pilar do edifício em estudo num nó de ligação viga-pilar.

Em suma, as principais características em termos de pormenorização de armaduras e betão utilizado associadas ao fraco desempenho sísmico dos edifícios dimensionados e construídos entre 1950 e 1980 são [4]:

- Taxa de armadura longitudinal e transversal dos elementos estruturais reduzida;
- Armaduras interrompidas em zonas onde se geram esforços elevados, como são os nós de ligação viga-pilar;
- Insuficiente amarração dos varões longitudinais, nomeadamente de varões de aço lisos com reduzida capacidade resistente, sendo estes amarrados apenas com ganchos e sem serem calculados os devidos comprimentos de amarração ou a capacidade de amarração do gancho;
- Pormenorização pouco cuidada, sobretudo em relação à armadura transversal;
- Variações bruscas da dimensão e rigidez das secções dos elementos estruturais, má ancoragem da armadura longitudinal destes e insuficiente reforço no nó de ligação viga-pilar que se traduzem em caminhos de carga descontínuos, e consequentemente num mau desempenho sísmico da estrutura.
- Fendilhação/detioração do betão e corrosão das armaduras, o que conduz a uma perda da capacidade resistente e rigidez do elemento;
- Capacidade resistente do betão reduzida, apresentando uma distribuição irregular da sua qualidade na estrutura, o que origina também uma distribuição irregular de rigidez.



# Capítulo 3 – Modelação do Edifício

## 3.1 Introdução

O modelo tridimensional do edifício em estudo foi desenvolvido no programa SAP2000 V21.0.2 (CSI, 2019). Este programa permite realizar diferentes tipos de análises necessárias à caracterização do desempenho sísmico do edifício. A seguir, é apresentada uma breve descrição da modelação do edifício desenvolvida com base nas peças desenhadas e memória descritiva disponíveis.

## 3.2 Materiais

Nos métodos de análise não lineares, o comportamento não linear dos materiais é reproduzido pelas relações constitutivas destes, o que permite simular de forma mais rigorosa o comportamento não linear da estrutura, ao invés dos métodos de análise lineares, em que o comportamento não linear dos materiais é tido em conta apenas pela consideração do coeficiente de comportamento. Assim, segundo o EC8-1 [1], nos métodos de análise não lineares deve considerar-se para cada elemento, pelo menos, uma relação bilinear.

Durante a ocorrência de um sismo, a estrutura é sujeita a ciclos de deformações alternadas e repetidas, tendo, por isso, sido propostas diversas relações constitutivas para carregamentos cíclicos e monotónicos. No entanto, uma vez que para edifício em estudo apenas são realizadas análises estáticas não lineares, as relações constitutivas dos materiais foram definidas de acordo com uma resposta monotónica.

### 3.2.1 Betão

Um dos principais factores que influencia o comportamento do betão quando sujeito à acção sísmica é o confinamento lateral, tendo este um efeito favorável tanto a nível de resistência, como de ductilidade nos elementos verticais [17], (Figura 7).

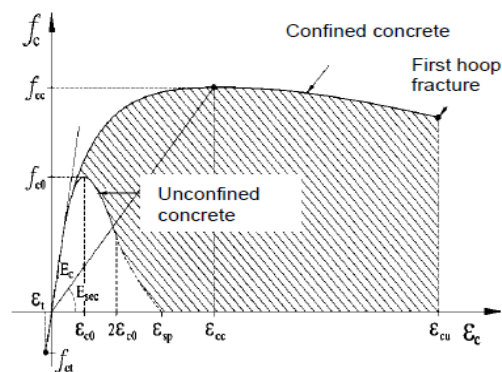


Figura 7 - Relação constitutiva do betão, para um carregamento monotónico, proposta por Mander et al. (1988) [17].

No entanto, o edifício em estudo apresenta um nível de confinamento nos elementos verticais reduzido, (cintas  $\phi 1/4'$  com um espaçamento de 0,20 m), pelo que, conservativamente, se optou por não considerar esta armadura transversal e assumir o modelo tensão-deformação de um betão não confinado.

Quanto à resistência do betão utilizado no edifício em estudo, a memória descritiva indica um betão que deverá ter uma carga de rotura média à compressão aos 28 dias de  $300\text{Kgf/cm}^2$ , (30 MPa), o que equivale aproximadamente à classe de resistência C20/25, cuja resistência média à compressão ( $f_{cm}$ ) é de 28 MPa.

Na Tabela 1 são apresentadas as propriedades assumidas para o betão não confinado utilizado na modelação dos elementos estruturais do edifício.

Tabela 1 - Propriedades do betão não confinado utilizado na modelação dos elementos estruturais.

Propriedades	Betão não confinado
Módulo de elasticidade médio	$E_{cm} = 30\text{ GPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,2$
Resistência média à compressão	$f_{cm} = 28\text{ MPa}$
Resistência média à tracção	$f_{ctm} = 2,2\text{ MPa}$
Extensão à compressão correspondente a $f_{cm}$	$\epsilon_{c1} = 0,0020$
Extensão última à compressão	$\epsilon_{cu1} = 0,0035$

### 3.2.2 Aço

Na memória descritiva a que se teve acesso não foi encontrada nenhuma referência quanto ao tipo e classe do aço utilizado. Contudo, uma vez que o edifício foi construído no final dos anos 50, e segundo o regulamento que estava em vigor, o Regulamento de Betão Armado de 1935 (RBA), os varões de aço serão lisos, com uma tensão última de cerca de 370 MPa, e uma tensão de cedência correspondente a 60% desta, isto é, 222 MPa.

A relação constitutiva considerada para os varões de aço foi a definida de acordo com o modelo de Park-Paulay [18].

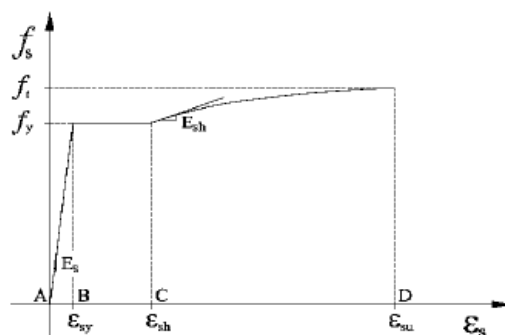


Figura 8 - Relação constitutiva do aço, para um carregamento monotónico, proposta por Park-Paulay (1975) [18].

Na Tabela 2 apresentam-se as propriedades do aço considerado na modelação dos elementos estruturais.

Tabela 2 - Propriedades do aço utilizado na modelação dos elementos estruturais.

Propriedades	Aço
Módulo de elasticidade	$E_s = 210 \text{ GPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,3$
Tensão de cedência	$f_{sy} = 222 \text{ MPa}$
Tensão de rotura	$f_{su} = 370 \text{ MPa}$
Extensão de endurecimento	$\varepsilon_{sh} = 0,015$
Extensão de rotura	$\varepsilon_{su} = 0,240$

### 3.3 Modelação dos Elementos Estruturais e Elementos Não Estruturais

#### 3.3.1 Pilares e Vigas

Os pilares e vigas foram modelados como elementos *Frame*, sendo as respectivas secções transversais modeladas utilizando o *Section Designer* do SAP2000 V21.0.2 (CSI, 2019) com base nas peças desenhadas do projecto. A discriminação da pormenorização das secções, tanto das vigas, como dos pilares, pode ser consultada no anexo B.

#### 3.3.2 Escadas

As escadas foram modeladas como elementos *Frame*, com uma espessura equivalente à das lajes dos pisos. De modo a garantir que as escadas estão sujeitas apenas a esforço axial, os momentos flectores foram libertados nas duas extremidades do elemento, e o momento torsor foi libertado numa das extremidades.

#### 3.3.3 Lajes

A modelação das lajes passou apenas pela imposição, em cada piso, de um comportamento de diafragma rígido, uma vez que se trata de lajes maciças de 0,12 m e, portanto, estas apresentam uma deformabilidade no seu plano bastante reduzida, o que permite que sejam consideradas rígidas no mesmo.

#### 3.3.4 Fundações

As condições de apoio dos elementos da base da estrutura têm um efeito significativo no desempenho desta durante a acção sísmica. Para a definição das fundações, assumiu-se, de forma conservativa, o encastramento total dos elementos da base, tal como é sugerido em [19].

### 3.3.5 Paredes de Alvenaria de Tijolo

As paredes de alvenaria aumentam substancialmente a rigidez global da estrutura, podendo influenciar significativamente o desempenho sísmico do edifício [20]. Existem várias propostas para a modelação de paredes de alvenaria limitadas por elementos estruturais. Estas propostas dividem-se essencialmente em dois grupos: modelos micro, e modelos macro simplificados. Os modelos micro envolvem um nível de detalhe muito elevado, permitindo a modelação mais adequada das paredes de enchimento e o seu efeito nos elementos estruturais adjacentes, contudo representam um esforço computacional considerável. Assim, são os modelos macro simplificados os mais utilizados, mais concretamente, o modelo de escoras diagonais [20], que será também o utilizado na modelação das paredes de alvenaria do edifício em estudo.

Neste modelo, as paredes de alvenaria limitadas por pilares e vigas, são modeladas através de escoras diagonais que simulam a compressão a que as paredes estão sujeitas durante a acção sísmica (Figura 9).

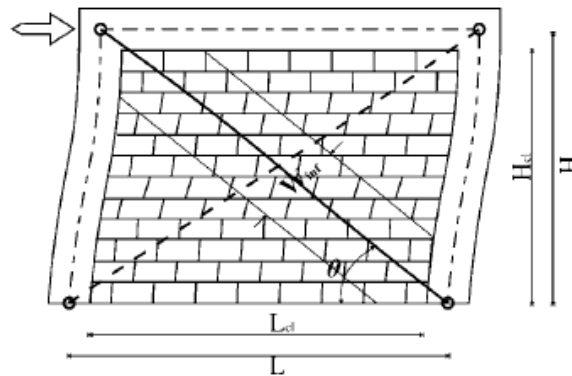


Figura 9 - Modelação de um painel de alvenaria de tijolo, utilizando o modelo de escoras diagonais, (Fardis, 2009 [21]).

A espessura da escora ( $t_w$ ) é assumida como sendo igual à espessura da parede de alvenaria, e a largura ( $b_w$ ), designada por  $W_{inf}$  na Figura 9, de acordo com [22], é dada por:

$$b_w = \frac{0,175L_{cl}}{\cos(\theta)(\lambda H)^{0,4}} \quad (3.1)$$

Em que:

$$\lambda = \left( \frac{E_w t_w \sin(2\theta_w)}{4E_c I_c H_{cl}} \right)^{1/4} \quad (3.2)$$

Sendo  $L_{cl}$  e  $H_{cl}$  o comprimento e altura da parede de alvenaria, respectivamente;  $H$  a altura teórica da parede;  $\theta_w$  a inclinação da escora diagonal;  $E_c$  e  $E_w$  o módulo de elasticidade do betão e da alvenaria, respectivamente, e  $I_c$  o momento de inércia dos pilares.



Através da equação (3.1), obtém-se a largura da escora diagonal ( $b_w$ ) para uma parede de alvenaria totalmente preenchida, não sendo consideradas qualquer tipo de aberturas, (como portas, ou janelas). Contudo, tem sido demonstrado em vários estudos que a presença de aberturas nas paredes de alvenaria conduz a uma redução da sua rigidez lateral, sendo este um parâmetro que condiciona fortemente o desempenho sísmico das mesmas [23].

A influência das aberturas na rigidez das paredes de alvenaria tem sido considerada através de factores de redução da largura da escora diagonal ( $\lambda_{op}$ ), [24]. Baseado no trabalho de Dawe and Seah [25], a NZSEE [26] recomenda o factor de redução definido pela equação (3.3).

$$\lambda_{op} = 1 - \frac{1,5L_0}{L_{cl}} \quad (3.3)$$

Sendo,  $L_0$  a largura máxima da abertura na horizontal.

No entanto, o factor de redução proposto por [25] não tem em conta a altura da abertura, sendo por isso mais conservativo que outros factores de redução, como o proposto por Al-Chaar [27], que demonstrou uma boa correlação com os resultados experimentais apresentados em [24]. Nas paredes de alvenaria do edifício em estudo, as aberturas são consideradas pelo factor de redução proposto por [27], e dado pela equação (3.4). Os valores dos factores de redução da largura das escoras diagonais podem ser consultados no anexo C.2.

$$\lambda_{op} = 0,6 \left( \frac{A_o}{A_p} \right)^2 - 1,6 \left( \frac{A_o}{A_p} \right) + 1 \quad (3.4)$$

Sendo  $A_o$  a área da abertura, e  $A_p$  a área da parede de alvenaria.

Depois de determinada a área da secção transversal da escora diagonal, e considerando a relação força-deslocamento definida por Panagiotakos e Fardis [28], (será abordada em 3.4.3), foi calculada a relação tensão-deformação para cada uma das escoras diagonais, correspondendo a cada escora um material distinto no SAP2000 v21.0.2 (CSI, 2019).

Nesta dissertação, foram assumidos valores para as propriedades da alvenaria de normas italianas, tal como em [29]. Deste modo, foi considerado um módulo de elasticidade da alvenaria ( $E_w$ ) igual a 3,33 vezes o módulo de distorção ( $G_w$ ), de acordo com a norma italiana [30]. O valor assumido para o módulo de distorção ( $G_w$ ) é de 1,240 *GPa* de acordo com [31]. Na Tabela 3 apresentam-se os valores de  $E_w$  e  $G_w$ .

Tabela 3 – Propriedades consideradas para as alvenarias de tijolo de acordo com a norma italiana.

Módulo de distorção, $G_w$	1,240 <i>GPa</i>
Módulo de elasticidade, $E_w$	4,092 <i>GPa</i>

Relativamente à modelação das escoras diagonais no programa SAP2000 V21.0.2 (CSI, 2019), utilizaram-se elementos *Frame*, sendo a área da secção transversal definida no *Section Design*. De

forma a garantir que estes elementos estão sujeitos apenas a esforço axial, foram libertados os momentos flectores nas duas extremidades do elemento, e o torsor em apenas uma delas.

De acordo com o EC8-1 [1], deverão ser tidas em conta todas as paredes de alvenaria que contribuam significativamente para a resistência e rigidez laterais do edifício, pelo que no edifício em estudo se consideraram todas as paredes limitadas lateralmente por pilares, e superiormente por vigas, ignorando-se as restantes.

Na Figura 10, representam-se as paredes de alvenaria (com a numeração das escoras diagonais) consideradas na cave, e na Figura 11 as vigas e pilares também da cave. Comparando as duas figuras, é possível verificar que foram consideradas todas as paredes de alvenaria que se encontram no alinhamento de vigas e limitadas lateralmente por pelo menos um pilar. As paredes de alvenaria consideradas nos restantes andares podem ser consultadas no anexo C.1.

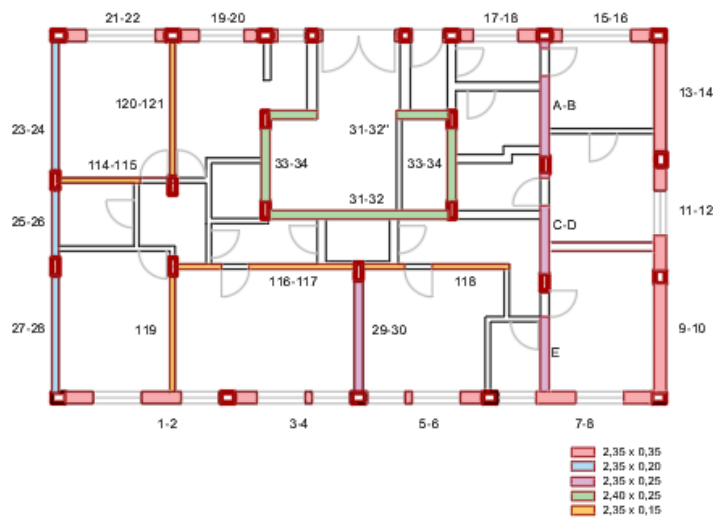


Figura 10 - Paredes de alvenaria consideradas na modelação da cave e respectiva numeração das escoras diagonais.

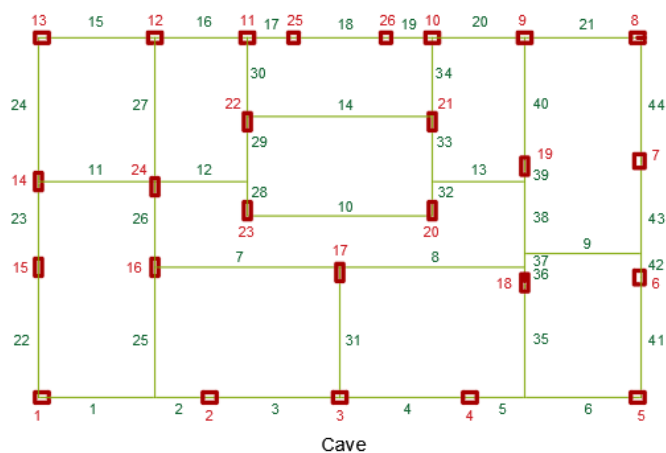


Figura 11 - Vigas e pilares da cave numerados.

### 3.4 Modelação do Comportamento Não Linear

#### 3.4.1 Modelos de plasticidade

O comportamento não linear de um elemento estrutural pode ser modelado através de dois tipos de modelos de plasticidade: concentrada ou distribuída [32]. Nos modelos de plasticidade concentrada, o comportamento não linear é modelado nas extremidades dos elementos, através de rótulas plásticas (Figura 12 a), ou de molas não lineares (Figura 12 b) onde são definidas as relações momento – curvatura.

Ao contrário da simplificação adoptada nos modelos de plasticidade concentrada, nos modelos de plasticidade distribuída, o comportamento não linear é modelado através da discretização do elemento em fibras e definição das respectivas relações constitutivas (Figura 12 (c) a (e)). Embora os modelos de plasticidade distribuída representem o comportamento do elemento de uma forma mais exacta, estes são também os mais desafiantes em termos de calibração de parâmetros e exigência computacional, quando comparados com os modelos de plasticidade concentrada [32].

Para além da simplicidade, os modelos de plasticidade concentrada apresentam uma outra vantagem: a capacidade de captar comportamentos locais importantes, como fenómenos de encurvadura local, ou a interação não linear flexão-corte. Este tipo de fenómenos, em modelos de plasticidade distribuída, só é possível detectar através de modelos muito sofisticados e numericamente complexos [32].

No edifício em estudo, o comportamento não linear dos elementos foi modelado através de rótulas plásticas nas respectivas extremidades, (modelo de plasticidade concentrada), uma vez que a consideração de deformações inelásticas localizadas nas extremidades de vigas e pilares está razoavelmente próxima do seu comportamento real [33]. De salientar que o modelo de plasticidade concentrada foi o adoptado não só para os elementos estruturais, mas também para os elementos não estruturais, (paredes de alvenaria de enchimento).

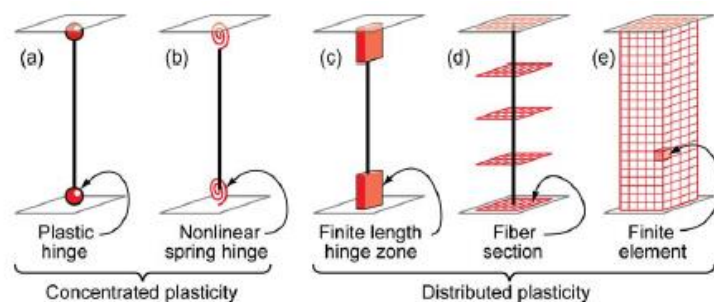


Figura 12 - Modelos de plasticidade idealizados, (adaptado de Deierlein et al. 2010 [32]).

### 3.4.2 Modelação do Comportamento Não Linear de Pilares e Vigas

A modelação do comportamento não linear de vigas e pilares foi realizada através de rótulas plásticas nas extremidades dos elementos, onde foram definidas relações momento-curvatura. No programa SAP2000 V21.0.2 (CSI, 2019), as relações momento-curvatura das rótulas plásticas podem ser definidas recorrendo às seguintes alternativas:

- Automaticamente, baseado nas tabelas do FEMA 356, [34];
- Automaticamente, baseado nas relações momento-curvatura até à rotura de um dos materiais, (CALTRANS *Flexural Hinges*), [35];
- Manualmente, através de rótulas com decomposição do momento flector, P-M2 e P-M3;
- Manualmente, considerando a interacção P-M2-M3, (“PMM”).

A definição manual das relações momento-curvatura requer um esforço por parte do utilizador elevado, sobretudo se na estrutura existir um número extenso de elementos com secções diferentes. De acordo com trabalhos desenvolvidos anteriormente, em [36] e [37], concluiu-se que os resultados obtidos utilizando rótulas definidas automaticamente pelo CALTRANS, são praticamente coincidentes com os obtidos utilizando rótulas “PMM” definidas manualmente.

Deste modo, nos pilares e vigas do edifício em estudo, as relações momento-curvatura das rótulas plásticas serão definidas de forma automática utilizando a relação idealizada bilinear do “CALTRANS *Flexural Hinges*”.

No caso das vigas, foram definidas rótulas de flexão simples do tipo “M3”, que correspondem à flexão segundo o eixo de maior inércia. Relativamente aos pilares, foram definidas rótulas de interacção “P-M2-M3”, de forma a considerar a flexão composta desviada existente neste tipo de elementos.

Uma das maiores limitações dos modelos de plasticidade concentrada é a definição do comprimento da rótula plástica ( $L_p$ ), isto é, o comprimento real do elemento onde se desenvolve a plasticidade. Várias expressões baseadas em resultados experimentais têm sido sugeridas. Uma das mais utilizadas é a proposta por Paulay e Priestley [38]:

$$L_p = 0,08l + 0,022f_{sy}d_{bl} \quad (3.5)$$

Em que:

- $l$  comprimento do elemento;
- $f_{sy}$  tensão de cedência do aço;
- $d_{bl}$  diâmetro das armaduras longitudinais.

Para pilares e vigas comuns, a equação (3.5) resulta em valores de  $L_p \cong 0,5h$ , sendo  $h$  a altura da secção.

Contudo, de acordo com [39], a equação (3.5) conduz a comprimentos de rótula plástica consideravelmente superiores aos que se verificam em edifícios existentes, onde são utilizados varões

de aço liso, como no caso do edifício em estudo. Segundo os ensaios cíclicos, realizados em nós vigapilar, desenvolvidos por [40], concluiu-se que o comprimento de rótula plástica em secções de betão armado com varões de aço liso é de cerca 25% da altura da secção ( $L_p \cong 0,25h$ ). Deste modo, considerou-se um comprimento de rótula plástica em vigas e pilares igual a metade do sugerido por Paulay e Priestley [38], (equação (3.6)). Os valores de comprimento de rótula plástica das vigas e pilares considerados neste estudo pode ser consultado no anexo D.

$$L_p = 0,04l + 0,011f_{sy}d_{bl} \quad (3.6)$$

### 3.4.3 Modelação do Comportamento Não Linear das Paredes de Alvenaria

Como foi referido anteriormente, as paredes de alvenaria foram modeladas através de escoras diagonais sujeitas apenas a esforço axial. Nas extremidades das escoras foram colocadas rótulas plásticas, onde foram definidas relações força-deslocamento. Para a definição da relação força-deslocamento foi assumido o modelo quadrilinear proposto por Panagiotakos & Fardis [28], (Figura 13).

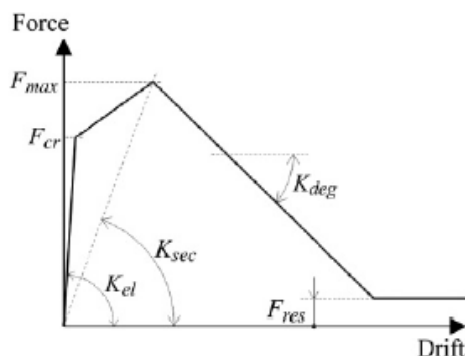


Figura 13 - Relação força-deslocamento da escora diagonal (à compressão), (adaptado de Celarec et al. 2012 [31]).

O primeiro troço, que corresponde ao comportamento elástico linear até surgir a primeira fenda da parede, é caracterizado por uma rigidez elástica ( $K_{el}$ ), e força de corte de fendilhação ( $F_{cr}$ ), dadas por:

$$K_{el} = \frac{G_w A_w}{H_{cl}} \quad (3.7)$$

$$F_{cr} = \tau_{cr} A_w \quad (3.8)$$

Em que:

- $G_w$  módulo de distorção da parede de alvenaria;
- $A_w$  área da secção transversal da parede de alvenaria;
- $H_{cl}$  altura da parede de alvenaria;
- $\tau_{cr}$  tensão de corte de fendilhação da parede de alvenaria.

Os valores considerados para o módulo de distorção ( $G_w$ ), e a tensão de corte de fendilhação ( $\tau_{cr}$ ), foram de 1240 MPa e 0,28 MPa, respectivamente, de acordo com [30].

Tal como indicado em [41], a rigidez elástica ( $K_{el}$ ), e a força de corte de fendilhação ( $F_{cr}$ ), são multiplicadas pelo factor de redução da largura da escora diagonal, ( $\lambda_{op}$ ).

O segundo troço inicia-se com o aparecimento da primeira fenda e termina no ponto correspondente à força máxima ( $F_{max}$ ), dada por:

$$F_{max} = 1.30F_{cr} \quad (3.9)$$

O deslocamento correspondente é calculado através da rigidez secante ( $K_{sec}$ ) até à força máxima ( $F_{max}$ ), sendo obtida por:

$$K_{sec} = \frac{E_w b_w t_w}{\sqrt{L^2 + H^2}} \cos^2 \theta_w \quad (3.10)$$

Em que:

- $E_w$  módulo de elasticidade da parede de alvenaria;
- $b_w$  largura da escora diagonal;
- $t_w$  espessura da escora diagonal;
- $L$  comprimento teórico da parede de alvenaria;
- $H$  altura teórica da parede de alvenaria;
- $\theta_w$  inclinação da escora diagonal.

O terceiro troço corresponde à degradação da resistência da parede, iniciando-se no ponto de força máxima ( $F_{max}$ ), e terminando quando é atingida uma força residual ( $F_{res}$ ) considerada, conservativamente, igual a 2% da força máxima, (equação (3.11)).

$$F_{res} = 0,02 F_{max} \quad (3.11)$$

A rigidez deste troço depende da rigidez inicial ( $K_{el}$ ), e é caracterizada por:

$$K_{deg} = -\alpha K_{el} \quad (3.12)$$

Sendo  $\alpha$  um parâmetro que varia entre 0,005 e 0,1 (parede de alvenaria com um comportamento muito frágil). Nas paredes de alvenaria do edifício em estudo, foi assumido um parâmetro  $\alpha$  igual a 0,05.

O quarto troço, é um troço horizontal correspondente à força residual ( $F_{res}$ ).

Na relação força - deslocamento das paredes de alvenaria do edifício em estudo, foi ainda considerada uma força resistente de tracção correspondente a 1% do valor da força máxima,  $F_{max}$ .

No programa SAP2000 v21.0.2 (CSI,2019), o comportamento não linear das paredes de alvenaria foi definido nas rótulas plásticas através de uma relação tensão-deformação. Deste modo, as forças referidas anteriormente foram divididas pela área da secção da escora, e os deslocamentos, (resultantes da divisão das forças pela rigidez correspondente), divididos pela projecção horizontal do comprimento da escora. As relações tensão-deformação das escoras diagonais correspondentes às respectivas paredes de alvenaria podem ser consultadas no anexo C.3.

Na Figura 14 são apresentados os modelos do edifício realizados no programa SAP2000 v21.0.2 (CSI,2019), sem e com paredes de alvenaria.

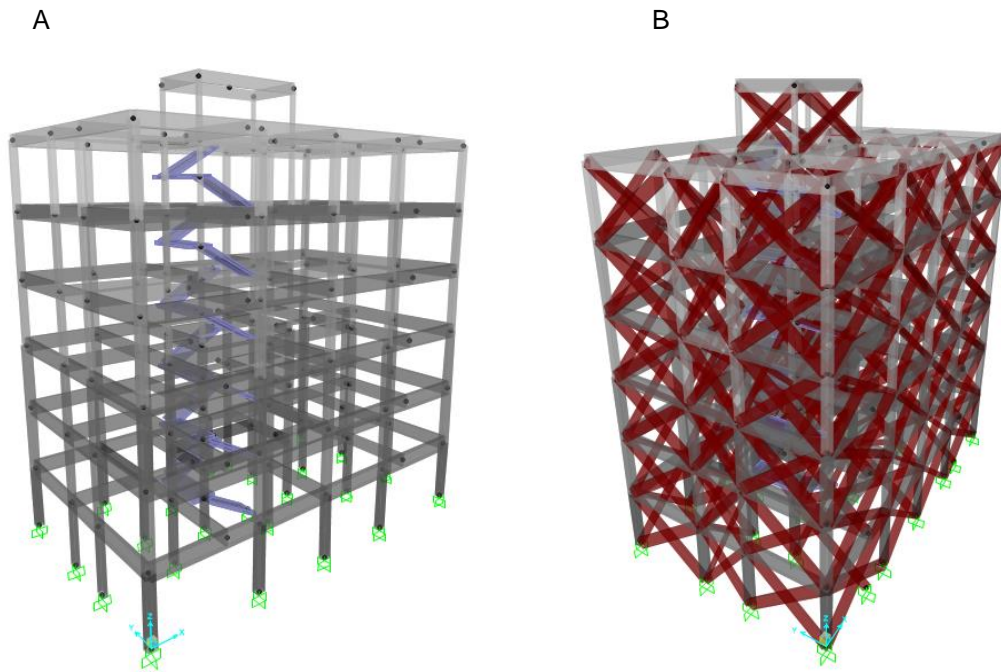


Figura 14 - Edifício modelado no programa SAP2000 v21.0.2 (CSI,2019): (A) modelo sem paredes de alvenaria; (B) modelo com paredes de alvenaria.

### 3.5 Definição das cargas gravíticas

A massa associada à estrutura é um dos factores do qual depende o seu desempenho sísmico. Uma vez que na memória descritiva a que se teve acesso não existia informação relativa ao peso dos materiais utilizados, recorreu-se a tabelas técnicas [42] para estimar o peso dos revestimentos e alvenaria. Na Tabela 4 apresentam-se os pesos considerados na definição das cargas gravíticas.

Tabela 4 - Pesos considerados na definição das cargas gravíticas da estrutura.

Tipo de Acções	Acções	Peso
Peso Próprio	Betão armado	24 KN/m <sup>3</sup>
	Revestimento cerâmico	0,70 KN/m <sup>2</sup>
Cargas Quase Permanentes	Revestimento de madeira	0,20 KN/m <sup>2</sup>
	Paredes divisórias	6 KN/m
Sobrecarga	Edifício Residencial (EC1-1)	2 KN/m <sup>2</sup>

Segundo o EC8-1 [1], em termos de acção sísmica de cálculo, as massas associadas a todas as forças gravíticas devem ser determinadas pela seguinte combinação de acções:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.13)$$

Sendo,  $G_{k,j}$  e  $Q_{k,i}$ , os valores característicos das acções permanente e variável, respectivamente, e  $\psi_{E,i}$  o coeficiente de combinação para acção variável  $i$ , dado por:

$$\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2,i} \quad (3.14)$$

Em que,  $\psi_{2,i}$  é igual a 0,3 para sobrecargas em edifícios de habitação, e  $\varphi$  é igual a 1,0 ou 0,8, consoante se trate de coberturas, ou pisos com ocupação correlacionada, respectivamente.

Na modelação de todos os elementos da estrutura foram considerados nulos os respectivos pesos. A massa total do piso (acções permanente e variável) é, portanto, definida num ponto correspondente ao centro geométrico deste, segundo as duas direcções do plano. Para além da massa, a este ponto no centro geométrico do piso, foi também definido o respectivo momento polar de inércia. Na Tabela 5 apresentam-se os pesos, massas, dimensões e momento polar de inércia de cada piso.

Tabela 5 - Peso, massa e momento polar de inércia de cada piso.

Piso	Peso [KN]	Massa [Ton]	Lx [m]	Ly [m]	$I_p$ [ton.m <sup>2</sup> ]
Piso 1 (R/C)	1652	168			6670
Piso 2 (1º andar)	1640	167			6622
Piso 3 (2º andar)	1585	162	17,8	12,6	6401
Piso 4 (3º andar)	1470	150			5936
Piso 5 (4º andar)	1564	159			6314
Cobertura	1078	110	18,5	13,3	4756
Casa dos motores	101	10	5,7	3,2	36

Sendo o momento polar de inércia ( $I_p$ ) obtido pela equação (3.15).

$$I_p = M_i \times \left( \frac{Lx_i^2 + Ly_i^2}{12} \right) \quad (3.15)$$

Em que:

$M_i$  massa do piso  $i$ ;

$Lx_i$ , dimensão em planta do piso segundo  $x$ ;

$Ly_i$  dimensão em planta do piso segundo  $y$ .

O procedimento anterior, de atribuição da massa e momento polar de inércia num ponto no centro geométrico do piso, apenas foi utilizado na análise modal do edifício.

Na análise *pushover*, que é uma análise estática não linear sob forças gravíticas constantes e cargas horizontais de crescimento monotónico, foi necessário definir as diferentes forças gravíticas nos respectivos pisos; estas forças foram definidas tendo em conta a sua área de influência e aplicadas nos diferentes nós dos pisos.



### 3.6 Definição da acção sísmica

No edifício em estudo foram realizadas dois tipos de análise: uma análise modal (para a caracterização dinâmica da estrutura), discutida em 4.5; e uma análise *pushover* (análise estática não linear), discutida em 4.6. No caso da análise *pushover*, é necessário definir a acção sísmica no formato aceleração-deslocamento espectral (Figura 16), sendo este obtido através do espectro de resposta elástico de aceleração, (Figura 15).

#### 3.6.1 Espectro de resposta elástico de aceleração

De acordo com o EC8-3 [13], a acção sísmica a considerar deve ser a correspondente ao espectro de resposta elástico, (ou seja, não reduzida pelo coeficiente de comportamento  $q$ ).

Para o edifício em estudo a componente vertical da acção sísmica pode ser desprezada, tendo-se, por isso, neste estudo apenas considerado a componente horizontal da acção sísmica.

Para a componente horizontal da acção sísmica, a aceleração espectral ( $S_{ae}$ ) é dada pelas equações seguintes:

$$0 \leq T \leq T_B: S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.16)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.17)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (3.18)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.19)$$

Em que:

$T$  período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

$a_g$  valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A, ( $a_g = \gamma_I a_{gr}$ );

$a_{gr}$  valor de referência da aceleração máxima à superfície para um terreno do tipo A;

$\gamma_I$  coeficiente de importância, (igual a 1 para um edifício com uma classe de importância II);

$T_B$  limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_C$  limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_D$  valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

$S$  coeficiente de solo;

$\eta$  coeficiente de correcção do amortecimento, (igual a 1 para um amortecimento viscoso,  $\xi$ , de 5% - estrutura de betão armado).

A acção sísmica foi inicialmente definida para uma estrutura corrente, (classe de importância II –  $\gamma_I=1$ ), para um período de retorno de 475 anos, isto é, uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos.

O espectro de resposta elástico de aceleração foi definido para um sismo do tipo 1, e para um sismo do tipo 2, em Lisboa, tendo sido considerado um terreno do tipo B. Os valores dos parâmetros utilizados na definição do espectro de resposta elástico de aceleração são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Parâmetros considerados no espectro de resposta elástico de aceleração, (adaptado do Anexo C do EC8-1 [1]).

Parâmetros	Sismo do tipo 1	Sismo do tipo 2
$\eta$	1,0	1,0
$\gamma_I$	1,0	1,0
$a_{gr}$	1,5 m/s <sup>2</sup>	1,7 m/s <sup>2</sup>
$a_g$	1,5 m/s <sup>2</sup>	1,7 m/s <sup>2</sup>
$S$	1,35	1,35
$T_B$	0,10 s	0,10 s
$T_C$	0,60 s	0,25 s
$T_D$	2,00 s	2,00 s

Como foi referido, a acção sísmica anterior foi definida para um período de retorno de 475 anos, porém para a avaliação sísmica de edifícios existentes é aceitável a redução deste período de retorno, uma vez que não é razoável exigir que uma estrutura existente apresente um desempenho sísmico equivalente ao de uma estrutura nova. Deste modo, o EC8-3 [13] propõe que para uma estrutura existente, seja considerado um período de retorno de 308 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos.

Esta redução do período de retorno é obtida através da multiplicação do valor da aceleração máxima de referência,  $a_{gr}$ , por coeficientes multiplicativos que variam consoante o estado limite a verificar.

Na Tabela 7 apresentam-se os valores dos coeficientes multiplicativos para a acção sísmica do tipo 1 e acção sísmica do tipo 2, no caso da verificação do estado limite de danos severos - o estado limite a verificar para estruturas de classe de importância II, de acordo como o EC8-3 [13]. (Os estados limite são abordados em 4.2).

Tabela 7 - Coeficientes multiplicativos da acção sísmica de referência a adoptar para o estado limite de danos severos.

Período de retorno	Acção sísmica do tipo 1	Acção sísmica do tipo 2
475	1,00	1,00
308	0,75	0,84

Na Figura 15 é apresentado o espectro de resposta elástico de aceleração para a acção sísmica do tipo 1 e acção sísmica do tipo 2 em Lisboa.

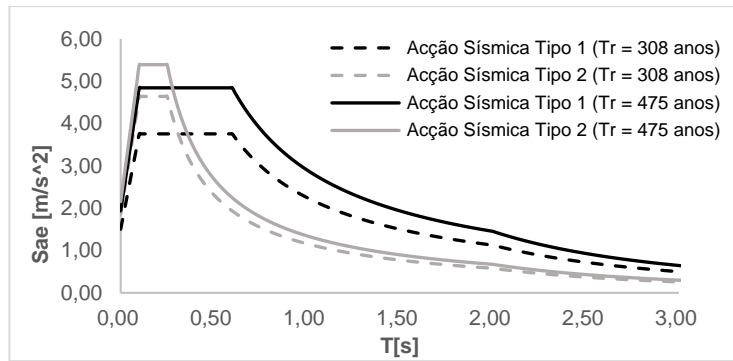


Figura 15 - Espectro de resposta elástico de aceleração em Lisboa, para um solo do tipo B, considerando um factor de amortecimento  $\xi=5\%$ .

### 3.6.2 Espectro de resposta elástico de deslocamento (ADRS)

O espectro de resposta elástico no formato aceleração-deslocamento espectral (*Acceleration Displacement Response Spectrum - ADRS*), é determinado pela seguinte relação:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (3.20)$$

Na Figura 16 é apresentado o espectro de resposta elástico no formato aceleração-deslocamento espectral para a acção sísmica do tipo 1 e acção sísmica do tipo 2 em Lisboa.

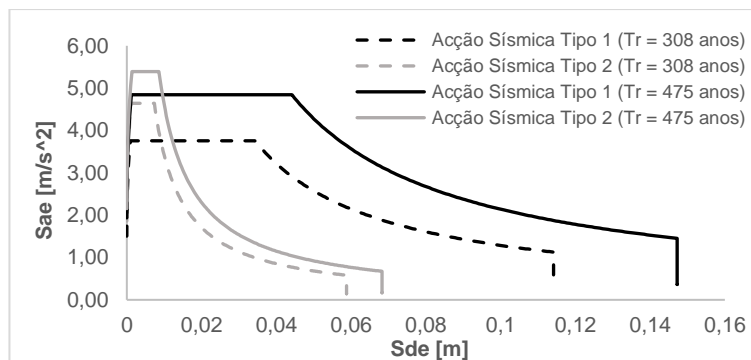


Figura 16 - Espectro de resposta elástico no formato aceleração-deslocamento espectral em Lisboa, para um solo do tipo B, considerando um factor de amortecimento  $\xi=5\%$ .



# Capítulo 4 - Avaliação Sísmica do Edifício

## 4.1 Introdução

A avaliação sísmica de um edifício existente permite perceber qual será a resposta da estrutura quando sujeita à acção sísmica, bem como avaliar a eventual necessidade de intervenção a nível de reforço. Neste tipo de análise, o controlo dos deslocamentos globais e locais da estrutura é fundamental para assegurar um bom desempenho sísmico da mesma [43]. Assim, e ao contrário dos métodos de dimensionamento utilizados em estruturas novas, baseados essencialmente em critérios de resistência, a abordagem em estruturas existentes baseia-se no controlo de deslocamentos globais e locais.

Para a análise do edifício em estudo, foi considerado o EC8-1 [1], e EC8-3 [13], que é essencialmente o primeiro documento na Europa em que se prevê a análise e reforço sísmico de edifícios existentes. No EC8-1 [1] são indicados quatro tipos de análise sísmica que pode ser realizada:

- Análise estática linear – Método de análise por forças laterais;
- Análise dinâmica linear – Análise modal por espectro de resposta;
- Análise estática não linear – Análise *Pushover*;
- Análise dinâmica não linear – Análise temporal não linear.

Nos modelos de análise lineares não é considerado o comportamento não linear da estrutura, sendo este apenas tido em conta através de métodos indirectos, como a redução da rigidez elástica dos elementos, ou a consideração do coeficiente de comportamento. Deste modo, apesar de os modelos de análise não linear serem mais complexos, estes conduzem também a análises mais adequadas da resposta da estrutura à acção sísmica. As análises dinâmicas não lineares são as que mais se aproximam do comportamento real da estrutura, contudo, dada a sua ainda maior complexidade, são as análises estáticas não lineares que surgem como método de referência na análise sísmica de edifícios existentes. Nesta dissertação, a resposta do edifício quando sujeito à acção sísmica foi avaliada através de análises estáticas não lineares realizadas no programa SAP2000 v21.0.2 (CSI, 2019).

## 4.2 Requisitos de desempenho

Para a avaliação sísmica de edifícios existentes, o EC8-3 [13] define três estados limite, que devem ser caracterizados do seguinte modo:

- Estado Limite de Colapso Iminente (NC): estrutura severamente danificada, com reduzidas resistência e rigidez laterais residuais, embora os elementos verticais mantenham a capacidade de suportar cargas verticais. A maioria dos elementos não estruturais colapsaram, e observam-se importantes deslocamentos permanentes. A estrutura está próxima do colapso, sendo provável que não resista à acção de outro sismo, ainda que de intensidade moderada.

- Estado Limite de Danos Severos (SD): a estrutura apresenta danos significativos, contudo com alguma resistência e rigidez laterais residuais, sendo os elementos verticais capazes ainda de suportar cargas verticais. Os elementos não estruturais apresentam danos, no entanto sem rotura dos elementos de enchimento para fora do plano. Observam-se deslocamentos permanentes moderados, sendo ainda assim possível a estrutura suportar réplicas sísmicas de intensidade moderada. Uma reparação da estrutura não é, provavelmente, económica.
- Estado Limite de Limitação de Danos (DL): a estrutura apresenta danos ligeiros, tendo-se mantido os seus elementos estruturais sem incursões significativas no regime plástico e conservando-se as características de resistência e rigidez. Os elementos de enchimento podem apresentar alguma fendilhação, no entanto a sua reparação é económica. A estrutura não necessita de qualquer reparação.

Na tabela 8 apresentam-se os períodos de retorno sugeridos pelo EC8-3 [13] para cada um dos estados limite anteriores, não tendo em conta a redução prevista no anexo nacional.

*Tabela 8 - Períodos de retorno associados aos estados limite, sugeridos pelo EC8-3 [13].*

Estado limite	Período de retorno [anos]	Probabilidade de excedência
NC	2475	2% em 50 anos
SD	475	10% em 50 anos
DL	225	20% em 50 anos

Em Portugal, e para a verificação da segurança dos edifícios existentes, o EC8-3 [13] indica que os estados limite a considerar dependem da classe de importância do edifício. Deste modo, para um edifício pertencente à classe de importância II, como é o edifício em estudo, deve ser verificado o Estado Limite de Danos Severos, com um período de retorno de 308 anos, (a redução do período de retorno de 475 anos para 308 anos foi abordada em 3.6.).

### 4.3 Critérios de conformidade

A conformidade com os requisitos de desempenho é, segundo o EC8-3 [13], determinada pela escolha da acção sísmica, método de análise, disposições construtivas e procedimentos de verificação.

Quanto aos procedimentos de verificação, é feita uma distinção entre elementos “dúcteis”, (vigas ou pilares em flexão com ou sem esforço axial), e “frágeis”, (vigas, pilares e nós viga-pilar sujeitos ao corte). A verificação dos elementos estruturais dúcteis deve assegurar que as exigências devidas à acção sísmica não excedem as correspondentes capacidades em termos de deformações. Já na verificação dos elementos estruturais frágeis, as exigências sísmicas não devem exceder as capacidades em termos de resistência.

Para cada estado limite, o EC8-3 [13] define os seguintes requisitos quanto a deformação e resistência:

Estado Limite de Colapso Iminente, (NC)

- Elementos estruturais dúcteis:  $\theta < \theta_u$
- Elementos estruturais frágeis:  $V_{Ed} < V_{Rd}$

Estado Limite de Danos Severos, (SD)

- Elementos estruturais dúcteis:  $\theta < 3/4 \theta_u$
- Elementos estruturais frágeis:  $V_{Ed} < V_{Rd}$

Estado Limite Limitação de Danos, (DL)

- Elementos estruturais dúcteis:  $\theta < \theta_y$
- Elementos estruturais frágeis:  $V_{Ed} < V_{Rd}$

Sendo:

- $\theta$  rotação total da corda;  
 $\theta_u$  capacidade de rotação última;  
 $\theta_y$  capacidade de rotação na cedência;  
 $V_{Ed}$  esforço transversal obtido pela análise;  
 $V_{Rd}$  esforço transversal resistente.

#### 4.3.1 Determinação da capacidade dos mecanismos dúcteis

A capacidade de rotação última da corda ( $\theta_u$ ) é determinada de acordo com o EC8-3 [13] pela equação (4.1). De notar, que no Estado Limite de Danos Severos, o estado limite a verificar no edifício em estudo, o valor último da rotação é considerado 3/4 do valor dado pela equação (4.1).

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016(0,3^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left( \min \left( 9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100\rho_d}) \quad (4.1)$$

Em que:

- $\gamma_{el}$  igual a 1,5;  
 $v$  esforço axial reduzido;  
 $\omega$  taxa mecânica de armadura longitudinal tracionada;  
 $\omega'$  taxa mecânica de armadura longitudinal comprimida;  
 $h$  altura da secção;  
 $L_v$  relação momento/esforço transversal na secção de extremidade;  
 $f_c$  tensão de rotura do betão à compressão;  
 $f_{yw}$  tensão de cedência dos estribos à tracção;  
 $\rho_{sx}$  percentagem de armaduras transversais paralelas à direcção  $x$  de carregamento;  
 $\rho_d$  percentagem de armaduras diagonais;  
 $\alpha$  coeficiente de eficácia do confinamento.

Uma vez que os elementos do edifício em estudo não possuem quaisquer disposições construtivas relativas à resistência aos sismos, a equação (4.1) foi dividida por 1,2, tal como o EC8-3 [13] indica.

A menor capacidade de dissipação de energia em elementos de betão armado com armaduras lisas, (descrito em alguns ensaios, como os apresentados em [40] para o caso de nós viga-pilar) é também tida em conta no EC8-3 [13], sendo indicada a redução da capacidade de rotação última ( $\theta_u$ ) com um factor de 0,80.

A capacidade de rotação na cedência ( $\theta_y$ ) pode ser determinada, subtraindo a capacidade de rotação última da corda ( $\theta_u$ ), pela parte plástica da capacidade de rotação da corda ( $\theta_u^{pl}$ ), (equação (4.2)).

$$\theta_y = \theta_u - \theta_u^{pl} \quad (4.2)$$

Sendo a parte plástica da capacidade de rotação última da corda ( $\theta_u^{pl}$ ), de acordo com o EC8-3 [13] dada pela equação (4.3).

$$\theta_u^{pl} = \theta_u - \theta_y = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,0145 (0,25^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,3} \cdot f_c^{0,2} \cdot \left( \min \left( 9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,75^{100 \rho_d}) \quad (4.3)$$

Em que:

- $\gamma_{el}$  é igual a 1,8;
- $v$  esforço axial reduzido;
- $\omega$  taxa mecânica de armadura longitudinal tracionada;
- $\omega'$  taxa mecânica de armadura longitudinal comprimida;
- $h$  altura da secção;
- $L_v$  relação momento/esforço transversal na secção de extremidade;
- $f_c$  tensão de rotura do betão à compressão;
- $f_{yw}$  tensão de cedência dos estribos à tracção;
- $\rho_{sx}$  percentagem de armaduras transversais paralelas à direcção  $x$  de carregamento;
- $\rho_d$  percentagem de armaduras diagonais;
- $\alpha$  coeficiente de eficácia do confinamento.

#### 4.3.2 Determinação da capacidade dos mecanismos frágeis

Actualmente, o dimensionamento de estruturas procura que, mesmo para elementos frágeis, a rotura para a menor carga de colapso seja dúctil. No entanto, no edifício em estudo, a pormenorização inadequada da armadura transversal, sobretudo em elementos verticais, pode conduzir a roturas frágeis por esforço transversal antes de ser atingida a carga de colapso associada à rotura dúctil por flexão. No EC8-3 [13] a capacidade resistente ao esforço transversal é dada pela equação (4.4).



$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[ \frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55A_c f_c) + 1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}) \right] \left[ 0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left( 1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \quad (4.4)$$

Sendo:

- $\gamma_{el}$  igual a 1,15;
- $h$  altura da secção;
- $x$  altura da zona comprimida;
- $L_v$  relação momento/esforço transversal na secção de extremidade;
- $N$  esforço axial de compressão;
- $A_c$  área da secção transversal de betão;
- $\mu_{\Delta}^{pl}$  factor de ductilidade em rotação;
- $f_c$  tensão de rotura no betão;
- $\rho_{tot}$  taxa total das armaduras longitudinais.

A contribuição das armaduras transversais para a resistência ao esforço transversal é dada pela equação (4.5).

$$V_w = \rho_w b z f_{yw} \quad (4.5)$$

Em que:

- $\rho_w$  percentagem das armaduras transversais;
- $b$  largura da secção;
- $z$  braço do binário das forças interiores;
- $f_{yw}$  tensão de cedência das armaduras transversais.

Segundo o EC8-3 [13], se num pilar a razão  $L_v/h$  for inferior ou igual a 2,0, a sua resistência ao esforço transversal,  $V_R$ , não deverá ser superior ao valor correspondente à rotura por esmagamento da alma ao longo da diagonal do pilar após a cedência por flexão,  $V_{R,max}$ , que sob um carregamento cíclico é calculada a partir da equação (4.6).

$$V_{R,max} = \frac{4/7 (1 - 0,02 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \left( 1 + 1,35 \frac{N}{A_c f_c} \right) (1 + 0,45 (100 \rho_{tot})) \sqrt{\min(40; f_c)} b z \sin 2\delta \quad (4.6)$$

Em que,  $\delta$  é o ângulo entre a diagonal e o eixo do pilar ( $\tan \delta = h/2L_v$ ).

Deste modo, na avaliação da capacidade dos mecanismos frágeis deverá ser utilizado o valor mínimo da resistência ao esforço transversal calculado através da equação (4.4) e equação (4.6).

### 4.3.3 Combinação dos efeitos das componentes da acção sísmica

Segundo o EC8-1 [1], em geral deve considerar-se as componentes horizontais da acção sísmica a actuar simultaneamente. A combinação dos efeitos das componentes horizontais da acção sísmica pode ser calculada como a raiz quadrada da soma dos quadrados dos esforços/deslocamentos devido a cada componente horizontal.

Embora o edifício não seja totalmente simétrico segundo nenhuma das direcções, existe alguma simetria tanto em X, como em Y, e por isso optou-se por não considerar a combinação de componentes, uma vez que é expectável que as forças de inércia em cada uma das direcções resultem essencialmente do carregamento segundo direcção que está a ser considerada.

## 4.4 Nível de conhecimento

Para a análise sísmica de um edifício existente, o EC8-3 [13] define três níveis de conhecimento em função das propriedades geométricas do sistema estrutural e dos elementos não estruturais, da quantidade e pormenorização das armaduras, e propriedades mecânicas dos materiais constituintes. Os três níveis de conhecimento são os seguintes:

- Conhecimento limitado: a geometria global da estrutura é conhecida a partir de uma inspecção alargada ou de desenhos de dimensionamento geral; as disposições construtivas podem ser aproximadamente conhecidas por meio de um projecto simulado de acordo com a prática normal da época; não existe informação relativa às propriedades mecânicas dos materiais, pelo que devem ser adoptados valores por defeito de acordo com a regulamentação em vigor à data da construção. A avaliação de uma estrutura com um nível de conhecimento limitado pode ser realizada através de métodos de análise linear, estática ou dinâmica.
- Conhecimento normal: difere do nível de conhecimento limitado essencialmente pelo conhecimento das propriedades mecânicas dos materiais; existe informação relativa às propriedades mecânicas dos materiais através de ensaios *in situ* alargados ou a partir de especificações no projecto de origem. A avaliação de uma estrutura com um nível de conhecimento normal pode ser realizada através de métodos de análise linear, ou não linear, estática ou dinâmica.
- Conhecimento integral: a geometria global da estrutura é conhecida a partir de uma inspecção completa ou a partir de um conjunto completo de desenhos de dimensionamento geral; as disposições construtivas são conhecidas a partir de uma inspecção *in situ* completa ou a partir de um conjunto completo de desenhos de pormenor; as propriedades mecânicas dos materiais são conhecidas quer a partir de ensaios completos *in situ*, quer a partir de relatórios de ensaios de origem. A avaliação de uma estrutura com um nível de conhecimento integral pode ser realizada através de métodos de análise linear, ou não linear, estática ou dinâmica.

No edifício em estudo, uma vez que se possuem alguns desenhos de dimensionamento geral, desenhos das disposições construtivas de vigas e pilares, e alguma informação relativa às propriedades dos materiais na memória descritiva do projecto, foi considerado um nível de conhecimento normal.

A atribuição de um determinado nível de conhecimento ao edifício que está a ser estudado, traduz-se na definição de um coeficiente de confiança que varia consoante o nível de conhecimento considerado. Na Tabela 9 apresentam-se os valores dos coeficientes de confiança para cada um dos níveis de conhecimento.

*Tabela 9 - Valores dos coeficientes de confiança para cada nível de conhecimento.*

Nível de conhecimento	Coeficientes de confiança
<b>Limitado</b>	1,35
<b>Normal</b>	1,20
<b>Alargado</b>	1,00

Embora se tenha atribuído um nível de conhecimento normal ao edifício em estudo, de forma conservativa foi adoptado o coeficiente de confiança correspondente ao nível de conhecimento limitado (1,35), sendo a tensão de rotura do betão e a tensão de cedência do aço divididas por este coeficiente no cálculo das capacidades tanto dos mecanismos dúcteis, como dos mecanismos frágeis.

#### 4.5 Análise Modal

Tendo como objectivo a caracterização dinâmica do edifício, foi realizada uma análise modal tridimensional no programa SAP2000 v21.0.2 (CSI, 2019). Através desta análise, obtiveram-se os modos de vibração da estrutura, nos modelos com e sem paredes de alvenaria, assim como as frequências de vibração a eles associadas, e percentagens de participação de massa em cada direcção.

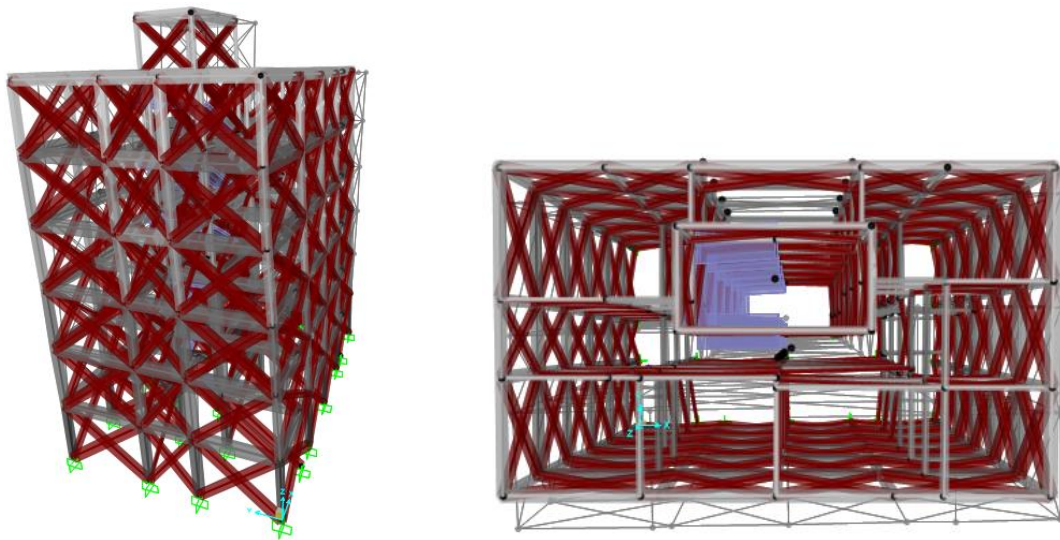
Uma vez que devem ser considerados todos os modos de vibração que contribuem significativamente para a resposta global da estrutura (se se realizar uma análise dinâmica por espectro de resposta), e portanto, o EC8-1 [1] preconiza que a análise modal tenha em conta os modos cuja soma das massas modais efectivas represente pelo menos 90% da massa total da estrutura, são apresentados na Tabela 10, os seis primeiros modos de vibração para o modelo com alvenarias.

*Tabela 10 - Modos de vibração do modelo com paredes de alvenaria.*

Modo		Frequência [Hz]	Ux [%]	∑ Ux [%]	Uy [%]	∑ Uy [%]	Rz [%]	∑ Rz [%]
1	(Y)	3,18	8,84	8,84	<b>68,11</b>	68,11	1,06	1,06
2	(X)	3,20	<b>73,56</b>	82,40	8,43	76,54	0,10	1,15
3	(R)	4,69	0,38	82,78	0,60	77,14	<b>82,08</b>	83,23
4	(Y)	8,99	0,10	82,87	<b>15,82</b>	92,96	0,07	83,31
5	(X)	9,30	<b>11,97</b>	94,84	0,18	93,14	0,05	83,36
6	(R)	13,26	0,13	94,97	0,03	93,18	<b>11,26</b>	94,62

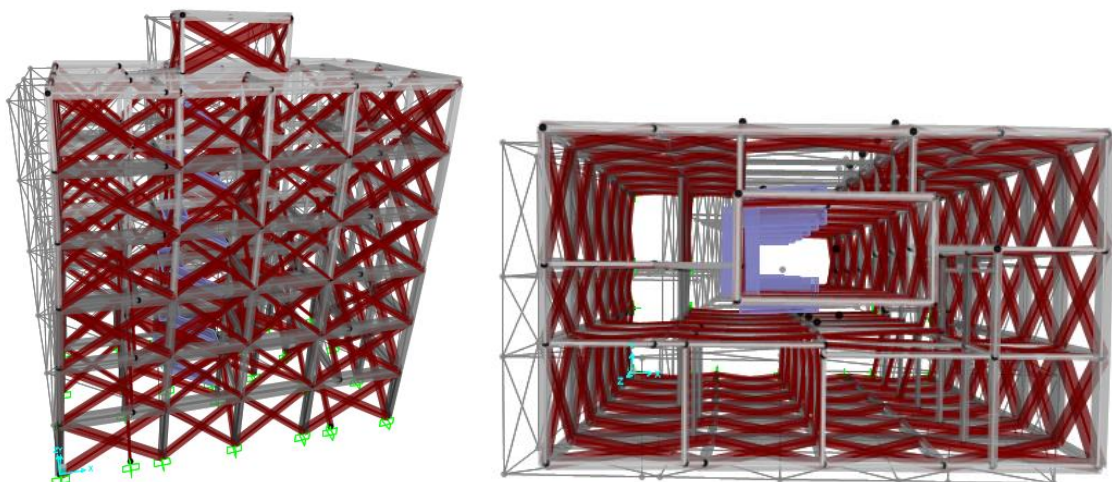
De seguida são apresentados os resultados para o modelo com paredes de alvenaria e posteriormente os resultados mais relevantes são comparados com o modelo sem a consideração destas paredes.

O primeiro modo de vibração (Figura 17) possui uma frequência de 3,18 Hz e uma participação de massa de cerca de 68% segundo a direcção Y, o que torna este modo representativo de uma translação segundo Y. Este modo justifica-se, não tanto pela menor rigidez dos elementos estruturais verticais na direcção Y, mas sim pelo maior número de paredes de alvenaria em X, tornando a estrutura mais rígida segundo esta direcção. Neste primeiro modo existe algum nível de torção, ainda que reduzido, que se deve à ligeira assimetria nas paredes de alvenaria consideradas segundo esta direcção.



*Figura 17 - Representação gráfica do primeiro modo de vibração: vista 3D e em planta.*

O segundo modo de vibração (Figura 18), tem uma frequência de 3,20 Hz e uma participação de massa de cerca de 74% segundo X, o que faz deste um modo representativo da translação segundo X. A torção associada a este modo de vibração é desprezável.



*Figura 18 - Representação gráfica do segundo modo de vibração: vista 3D e em planta.*

O terceiro modo de vibração (Figura 19) tem uma frequência de 4,69 Hz e uma participação de massa de cerca de 82% de rotação em torno de Z, o que significa que este é um modo torsional.

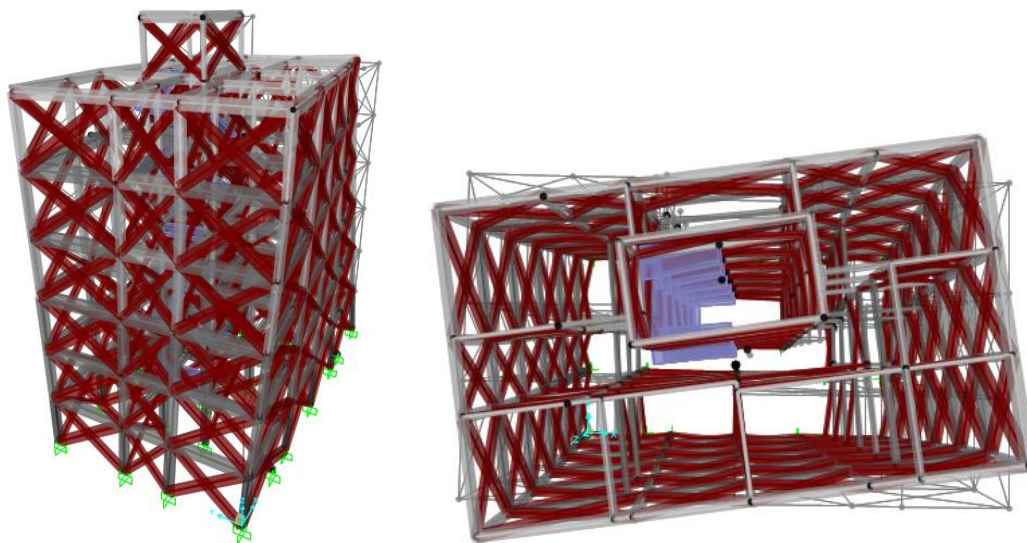


Figura 19 - Representação gráfica do terceiro modo de vibração: vista 3D e em planta.

As frequências correspondentes aos modos 4, 5 e 6 são consideravelmente superiores às dos três primeiros modos de vibração, contudo as respectivas percentagens de participação de massa encontram-se na ordem dos 10% a 15%, sendo por isso previsível que ainda tenham alguma influência na resposta da estrutura.

Tal como foi referido anteriormente, a análise modal foi também realizada para o modelo sem alvenarias. Na Tabela 11 apresentam-se os valores das frequências para os três primeiros modos de vibração no modelo sem e com alvenarias, bem como os resultados experimentais desenvolvidos em [29].

Tabela 11 – Frequências de vibração para o modelo sem alvenarias, com alvenarias e as obtidas experimentalmente.

Modo	Frequência [Hz]		
	Sem Alvenarias	Com Alvenarias	Resultados experimentais
1	1,29 (X)	3,18 (Y)	4,00 (Y)
2	1,38 (Y)	3,20 (X)	4,40 (X)
3	1,82 (R)	4,69 (R)	5,12 (R)

Pela Tabela 11 constata-se que as frequências no modelo sem alvenarias são consideravelmente inferiores às do modelo com alvenarias. Estes resultados estão de acordo com o que era esperado, já que a consideração das alvenarias torna a estrutura mais rígida e, portanto, conduz a frequências de vibração superiores.

Verifica-se também que o primeiro modo de vibração no modelo sem alvenarias corresponde à translação segundo X, e não à translação segundo Y, como acontece no modelo com alvenarias. Daqui se conclui que, a consideração das paredes de alvenaria aumenta significativamente a rigidez da estrutura na direcção X, o que pode ser constatado pelo aumento da frequência correspondente ao modo de translação segundo esta direcção, para percentagens de participação de massa muito semelhantes nos dois modelos, (Tabela 33 do anexo E).

Em relação aos resultados experimentais obtidos em [29], observa-se que os modos de vibração 1, 2 e 3 são também de translação segundo Y, translação segundo X, e torção, respectivamente, tal como acontece no modelo com paredes de alvenaria. Quanto às frequências associadas a estes modos de vibração, embora próximas, verifica-se que estas são superiores às obtidas no modelo com alvenarias. A menor rigidez da estrutura no modelo face à estrutura real pode estar associada a diversos factores de incerteza na modelação, tais como a definição da massa da estrutura, ou a rigidez elástica dos elementos estruturais. No modelo também não é tida em conta a continuação da fachada (principal e tardoz) segundo X, o que tornaria a estrutura mais rígida segundo esta direcção.

#### **4.6 Análise Estática Não Linear (*Pushover*)**

A avaliação sísmica adequada de edifícios existentes requer o uso de análises não lineares [43]. As análises estáticas não lineares (*pushover*) permitem determinar as zonas onde os danos se vão concentrar os danos (isto é, os elementos que entram em regime não linear), bem como a sua influência no comportamento global da estrutura quando sujeita à acção sísmica. Através deste procedimento, é possível determinar as zonas da estrutura mais vulneráveis e que deveriam ser reforçadas, minimizando-se assim os custos de uma eventual intervenção.

As análises estáticas não lineares, são essencialmente uma extensão do método de análise por forças laterais, para o regime não linear. Segundo o EC8-1 [1], “a análise em *pushover* é uma análise estática não linear sob forças gravíticas constantes e cargas horizontais de crescimento monotónico” (in 4.3.3.4.2.1 (1) do EC8-1), e é aplicada para a verificação do desempenho estrutural de edifícios em fase de projecto ou edifícios existentes, para os seguintes efeitos:

- verificar ou rever os valores do coeficiente de sobrerresistência,  $\alpha_u/\alpha_i$ ;
- avaliar os mecanismos plásticos previstos e a distribuição de danos;
- avaliar o desempenho estrutural de edifícios existentes ou reabilitados;
- como alternativa ao cálculo baseado numa análise estática linear utilizando o coeficiente de comportamento  $q$ ; neste caso, o deslocamento-alvo é utilizado como base de cálculo.

Os edifícios que não cumpram os critérios de regularidade devem ser analisados utilizando um modelo espacial, podendo efectuar-se duas análises independentes, cada uma com cargas laterais aplicadas numa só direcção.

Para esta análise, e segundo o EC8-1 [1], deve aplicar-se pelo menos duas distribuições verticais de cargas laterais: uma distribuição “uniforme”, que consiste em forças laterais proporcionais à massa independentemente da altura (aceleração de resposta uniforme); e uma distribuição “modal”, proporcional às forças laterais correspondentes ao modo de vibração de translação preponderante na direcção em que se está a analisar a acção sísmica, (determinado na análise modal).

De notar que, a não ser que a estrutura seja simétrica segundo o eixo perpendicular à acção sísmica, as distribuições verticais de cargas laterais devem ser aplicadas segundo o sentido positivo e negativo.

A análise estática não linear, ou análise *pushover*, era sobretudo utilizada no âmbito da investigação, tornando-se mais popular apenas depois de normas como o ATC-40 [44] e o EC8-1 [1] a considerarem como método de referência na análise e reforço sísmico de edifícios existentes. Desde então, pela sua simplicidade e intuitividade, tem vindo a ser adoptada na análise de estruturas existentes, contudo existem limitações associadas a este tipo de análise.

Uma das principais limitações reconhecidas da análise *pushover* é a incapacidade de obter resultados precisos quando os efeitos dos modos de vibração mais elevados são importantes na resposta da estrutura à acção sísmica. Embora o comportamento dinâmico de muitas estruturas seja condicionado essencialmente pelo modo fundamental de vibração, este comportamento não pode ser generalizado a todas as estruturas. Outra das principais limitações, é o facto de, nas análises *pushover* convencionais, não se considerar a degradação progressiva de rigidez que ocorre durante um carregamento cíclico não linear, como é a acção sísmica, e que pode ter como consequência a alteração das características modais da estrutura.

Existem vários métodos que têm vindo a ser propostos para a avaliação do desempenho sísmico recorrendo a uma análise *pushover*. Um dos métodos mais relevantes, e implementado no regulamento americano ATC-40 [44], é o *Capacity Spectrum Method* (CSM) proposto em 1975 por Freeman *et al.* [45] no qual é utilizado um espectro de resposta elástico no formato ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectrum*) para representar a exigência sísmica. Outro dos métodos mais relevantes, e indicado pelo EC8-1 [1], é o método N2 proposto por Fajfar e Fischinger [46], surgindo mais tarde uma extensão deste, proposta por Fajfar [47] que procura contornar algumas limitações do método, como a subestimação dos efeitos de torção [48] e dos modos de vibração mais elevados [49].

Têm surgido versões mais sofisticadas de análises *pushover* que utilizam distribuições de cargas laterais que variam consoante a evolução da não linearidade, (e.g. Fardis [21] e Bhatt [50]). Contudo, o aumento de precisão destes métodos implica a diminuição da sua simplicidade.

Para a avaliação do desempenho sísmico do edifício em estudo será utilizado o método N2, como é sugerido pelo EC8-1 [1].

A análise *pushover* foi realizada no programa SAP2000 v21.0.2 (CSI, 2019). Os dois tipos de carregamentos referidos anteriormente são aplicados de forma incremental no programa, o que permite acompanhar o desenvolvimento de rótulas plásticas ao longo da análise, bem como a evolução da

distribuição de danos. O estado das rótulas plásticas é definido a partir de patamares indicativos (Figura 20) da sua capacidade de rotação/deformação, nomeadamente, IO – *Immediate Occupancy*, LS – *Life Safety* e CP – *Collapse Prevention*, que correspondem a 10%, 60% e 90% da capacidade de rotação da rótula plástica, respectivamente [51]. Admite-se que os patamares IO – *Immediate Occupancy*, LS – *Life Safety* e CP – *Collapse Prevention* correspondem, respectivamente, ao Estado Limite de Limitação de Danos (DL), Estado Limite de Danos Severos (SD) e Estado Limite de Colapso Iminente (NC) do EC8-3.

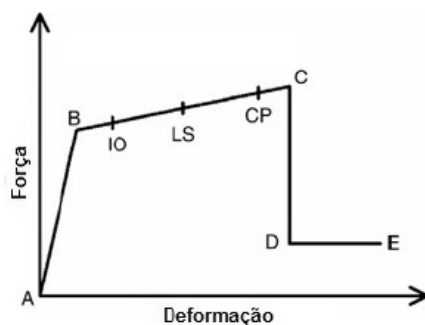


Figura 20 - Patamares indicativos da capacidade de deformação da rótula plástica em função da relação força-deformação (adaptado de [51]).

Para além dos resultados locais, em função da capacidade de rotação das rótulas plásticas, a análise *pushover* fornece resultados globais em termos de curva de capacidade, isto é, a força de corte na base em função do deslocamento no nó de controlo (para edifícios de betão armado, este nó é normalmente no centro de massa do piso do topo do edifício).

De modo a facilitar a leitura de resultados, representa-se na Figura 21 os alinhamentos mais relevantes para a análise, assim como o nó de controlo, localizado no último piso, ou seja, na laje da casa dos motores.

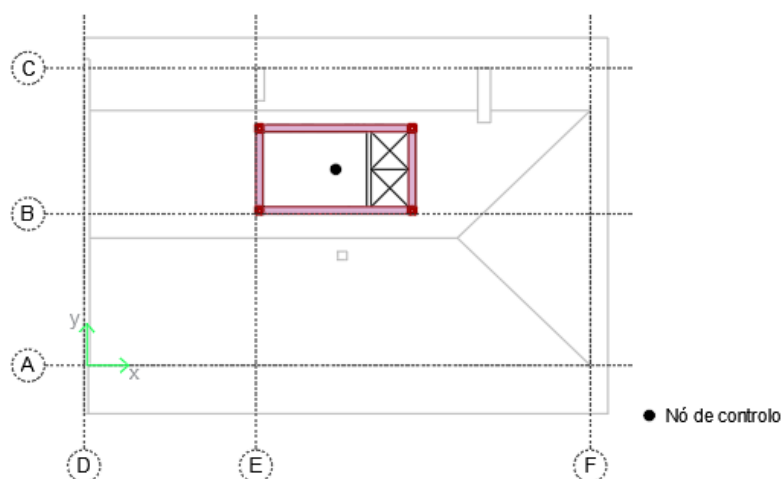


Figura 21 - Representação do nó de controlo e dos alinhamentos mais relevantes: A – tardoz; B – Caixa de escadas segundo X; C – fachada principal; D – alçado poente; E – Caixa de escadas segundo Y; F – alçado nascente .



#### 4.6.1 Curvas de capacidade

A partir da análise *pushover* foram obtidas as curvas de capacidade da estrutura para dois tipos de modelos: o primeiro onde são consideradas todas as paredes de alvenaria que se encontram no alinhamento de vigas, e o segundo onde não se considera qualquer parede de alvenaria.

Nos dois modelos, com e sem alvenarias, foram analisados os dois tipos de carregamento indicados pelo EC8-1 [1], isto é, o carregamento uniforme e o carregamento modal, no sentido positivo e negativo de cada direcção, uma vez que a estrutura não apresenta simetria total em nenhuma das direcções, (tanto a nível de elementos estruturais, como na distribuição das paredes de alvenaria).

Nas análises apresentadas não foi possível reproduzir o efeito de perda de resistência após se atingir a força de corte basal máxima, uma vez que as curvas param numa fase inicial da análise. Estes resultados não variam muito, mesmo depois de variar algumas opções de convergência do programa, tal como é também descrito em [36]. Não sendo possível apresentar a totalidade das curvas de capacidade, optou-se por considerar a análise apenas até à formação da primeira rótula plástica num pilar, isto é, até o primeiro elemento vertical atingir o patamar LS-Life Safety, (associado ao Estado Limite de Danos Severos (SD)).

Na Figura 22 são apresentadas as curvas de capacidade, ou seja, a força de corte na base (força basal), em função do deslocamento no nó de controlo, localizado no centro de massa do último piso, para os diferentes modelos, distribuições de carga laterais, direcções e sentidos.

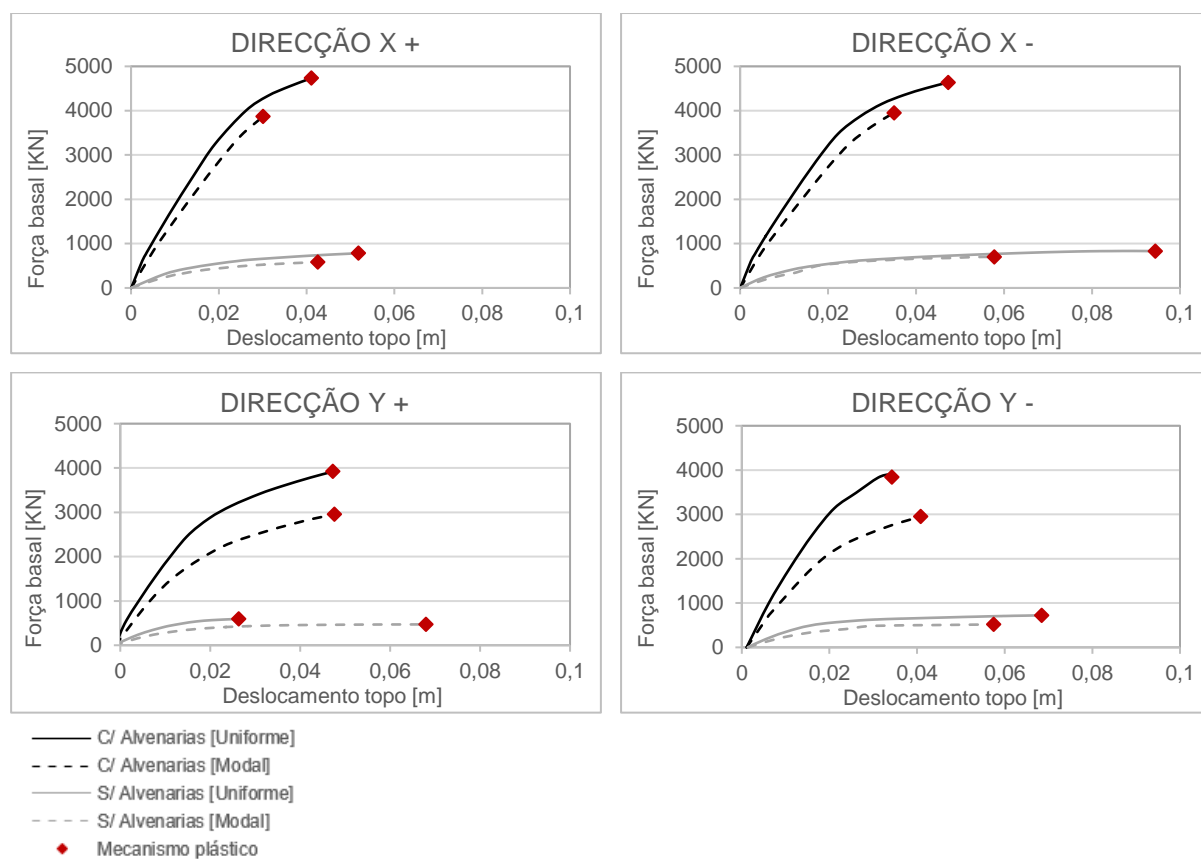


Figura 22 - Curvas de capacidade para a direcção X e para a direcção Y, no sentido positivo e negativo.

A partir das curvas de capacidade apresentadas na Figura 22, verifica-se que nas duas direcções, o modelo com alvenarias conduz a valores de força basal bastante superiores aos valores do modelo sem alvenarias, concluindo-se assim que a consideração das paredes de alvenaria aumenta substancialmente a resistência e rigidez da estrutura. Também é possível observar que nos modelos sem alvenarias, em geral, o mecanismo plástico (primeira rótula plástica de um pilar a atingir o patamar LS – *Life Safety*) surge para deslocamentos superiores aos associados ao modelo com alvenarias, o que é explicado pela menor rigidez da estrutura e, portanto, maior capacidade de deformação.

Relativamente ao modelo com alvenarias, verifica-se que o carregamento uniforme conduz a valores de força basal superiores, o que faz do carregamento modal, (e se os deslocamentos últimos destes forem também inferiores aos observados para o carregamento uniforme; o que acontece na maioria dos casos), o carregamento mais condicionante para o edifício em estudo. Observa-se também um decréscimo significativo do valor da força basal da distribuição uniforme para a distribuição modal na direcção Y. Verifica-se ainda que é mais condicionante a direcção em que é aplicado o carregamento do que o tipo de carregamento, observando-se valores de força basal na direcção X superiores aos da direcção Y para os dois tipos de carregamento.

Os valores de força basal na direcção X são superiores aos valores de força basal na direcção Y, o que é justificado pela maior resistência e rigidez da estrutura nesta direcção. Embora a nível de elementos estruturais verticais não seja evidente a direcção com maior resistência e rigidez (Figura 23), quanto às paredes de alvenaria verifica-se que estas estão em ligeiro maior número segundo a direcção X, justificando-se assim a maior resistência e rigidez da estrutura nesta direcção.

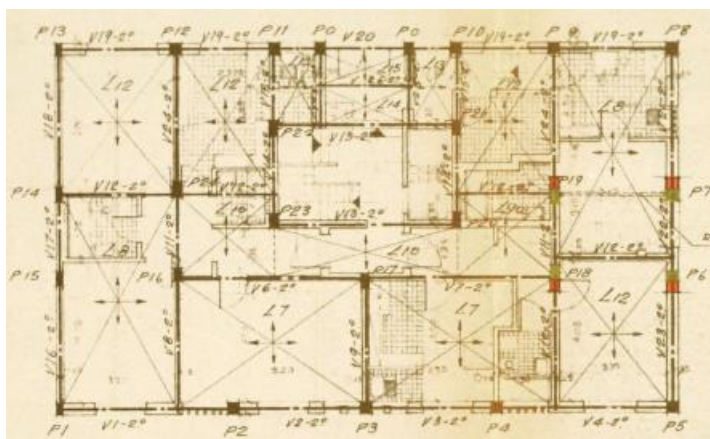


Figura 23 - Planta geral da cave (CML 1960).

#### 4.6.2 Distribuição de danos

Como foi referido anteriormente, a análise *pushover* fornece resultados locais em função da capacidade de rotação das rótulas plásticas. A seguir, são apresentadas as distribuições de danos para o carregamento uniforme e modal nas duas direcções, mas apenas num dos sentidos, uma vez que para o modelo com alvenarias as curvas de capacidade obtidas para o sentido positivo e negativo de cada

uma das direcções são idênticas. As distribuições apresentadas correspondem ao valor do deslocamento último da análise, isto é, ao deslocamento (verificado no nó de controlo) para o qual a primeira rótula de um pilar atinge o patamar LS – *Life Safety*, também denominado por deslocamento último,  $d$ . Na Figura 24 identificam-se os alinhamentos do edifício mais relevantes para a análise de distribuição de danos do mesmo.

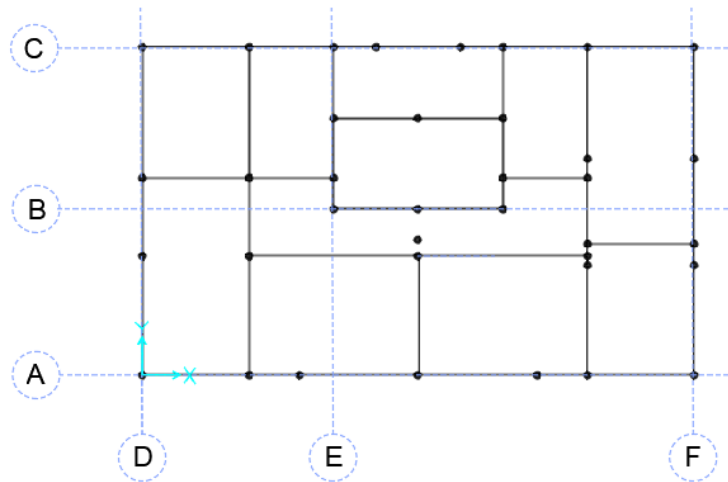


Figura 24 - Identificação dos alinhamentos mais relevantes do edifício.

#### 4.6.2.1 Distribuição de danos para deslocamentos últimos na direcção X- no modelo com alvenarias

Na Figura 25 e Figura 26 apresenta-se a distribuição de danos no modelo com alvenarias associados ao carregamento uniforme e modal, respectivamente, segundo a direcção X, sentido negativo, quando o deslocamento último é atingido.

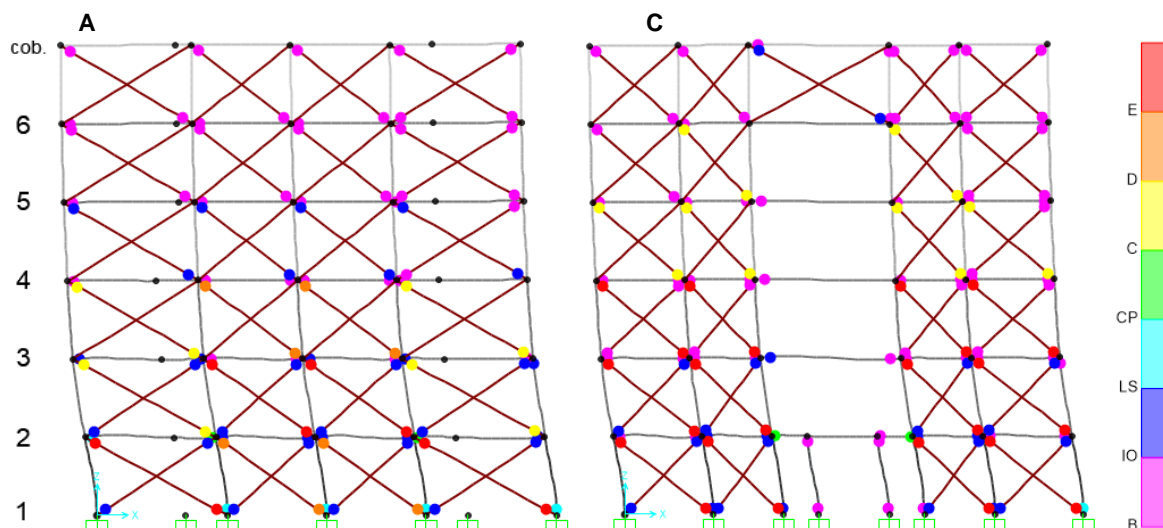


Figura 25 - Danos causados pelo carregamento uniforme, no modelo com alvenarias, segundo o sentido negativo da direcção X para o deslocamento último, no alinhamento A e alinhamento C.

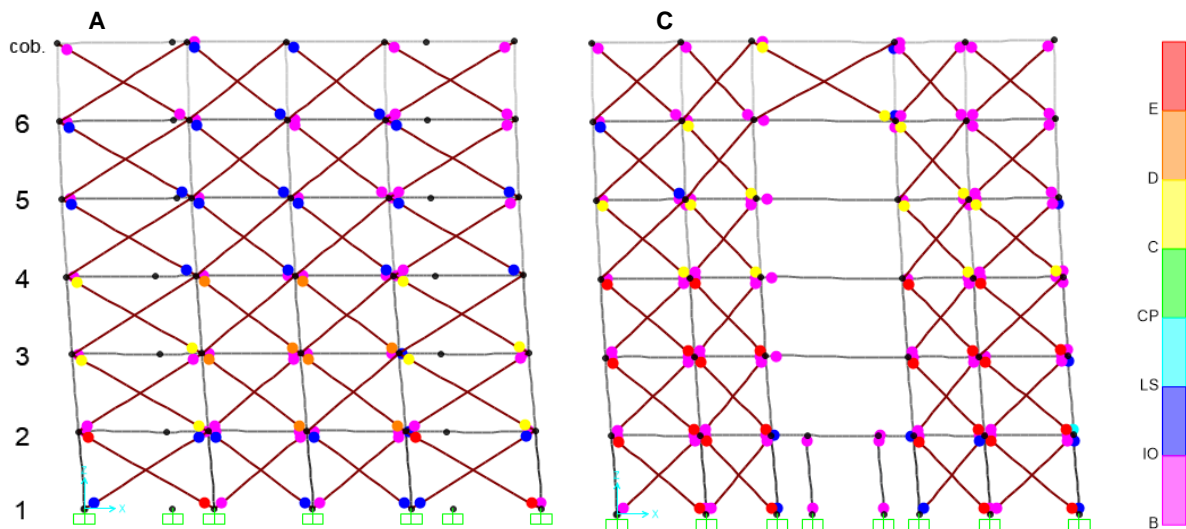


Figura 26 – Danos causados pelo carregamento modal, no modelo com alvenarias, segundo o sentido negativo da direcção X para o deslocamento último, no alinhamento A e alinhamento C.

Tanto para o alinhamento A, como para o alinhamento C, para ambos os carregamentos, verifica-se a existência de danos nas alvenarias, com colapso das que se encontram em pisos inferiores. Contudo, é visível um agravamento dos danos em pisos superiores para o carregamento modal face ao carregamento uniforme, tanto no alinhamento A, como no alinhamento C.

Para o carregamento uniforme (Figura 25 e Figura 26), verifica-se que são as rótulas plásticas dos pilares da base (piso 1) as primeiras a atingir o patamar LS – *Life Safety*, existindo danos nos pilares apenas até ao terceiro piso em ambos os alinhamentos. Para o carregamento modal (Figura 26), constata-se que apenas algumas rótulas dos pilares da base plastificam, sendo uma rótula plástica de um pilar do segundo piso a primeira a atingir o patamar LS – *Life Safety*. Para este carregamento, no alinhamento C, os danos em pilares estendem-se até ao último piso, sendo notório nos pilares do quarto piso um agravamento dos danos causados pela redução da secção destes neste piso. A redução da secção dos pilares em altura, agravada pela diminuição do esforço normal, conduz à formação de rótulas plásticas que geram mecanismos locais com pouca capacidade de redistribuição de esforços e de dissipação de energia.

A extensão dos danos em pilares e alvenarias até ao último piso para o carregamento modal, em contraste com o que acontece para o carregamento uniforme, (danos em pilares apenas até ao terceiro piso), é explicado pelo facto de o carregamento modal considerar forças laterais correspondentes ao modo principal na direcção considerada, agravando os danos nos elementos estruturais e não estruturais dos pisos superiores em relação aos inferiores.

Relativamente às vigas, tanto para o carregamento uniforme, como para o carregamento modal, verifica-se que apenas algumas das rótulas plastificam, sendo os níveis de plastificação reduzidos. Este desequilíbrio entre a resistência dos pilares face às vigas nos nós viga-pilar, confere ao pórtico pouca capacidade de redistribuição de esforços, gerando mecanismo locais que podem conduzir ao

colapso prematuro, global ou local, da estrutura sem a exploração desejada do seu comportamento não linear.

Quanto ao alinhamento B (caixa de escadas segundo X), embora no sentido negativo este não seja condicionante, no sentido positivo é onde surge a primeira rótula plástica de um pilar a atingir o patamar LS - Life Safety, (Figura 27). O facto de no sentido positivo este ser o alinhamento condicionante, deve-se à elevada rigidez da escada que conduz à diminuição do comprimento livre (deformável) do pilar no qual esta se apoia a meia altura.

Também no alinhamento B é visível a diferença na distribuição de danos consoante a distribuição de forças laterais que se considera, surgindo a primeira rótula plástica de um pilar a atingir o patamar LS-*Life Safety*, no caso de um carregamento uniforme, num pilar da base, e no caso de um carregamento modal, num pilar do terceiro piso (piso onde ocorre uma redução da secção dos pilares).

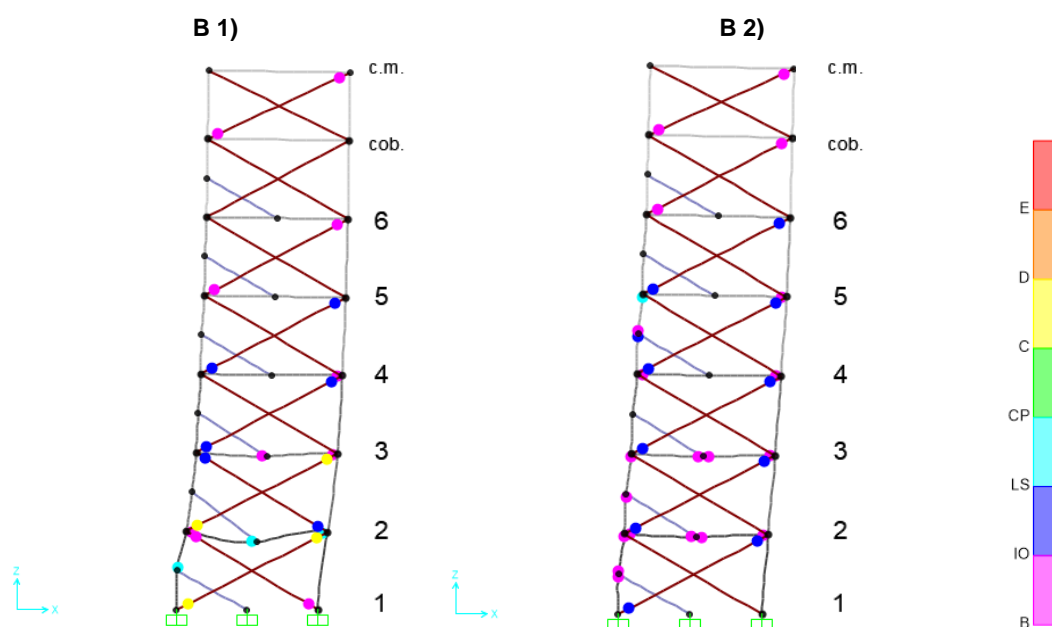


Figura 27 - Danos causados no modelo com alvenarias, segundo o sentido positivo da direcção X para o deslocamento último, no alinhamento B: B 1) distribuição uniforme; B 2) distribuição modal.

#### 4.6.2.2 Distribuição de danos para deslocamentos últimos na direcção X- no modelo sem alvenarias

Na Figura 28 e Figura 29 apresenta-se a distribuição de danos no modelo sem alvenarias associados ao carregamento uniforme e modal, respectivamente, segundo a direcção X, sentido negativo, quando o deslocamento último é atingido.

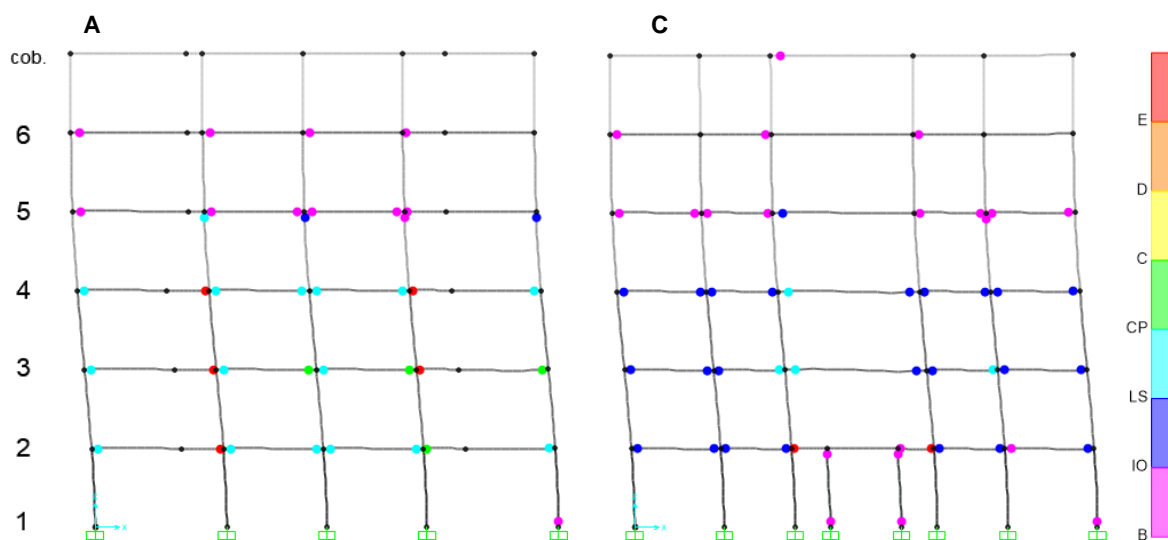


Figura 28 - Danos causados pelo carregamento uniforme, no modelo sem alvenarias, segundo o sentido negativo da direcção X para o deslocamento último, no alinhamento A e alinhamento C.

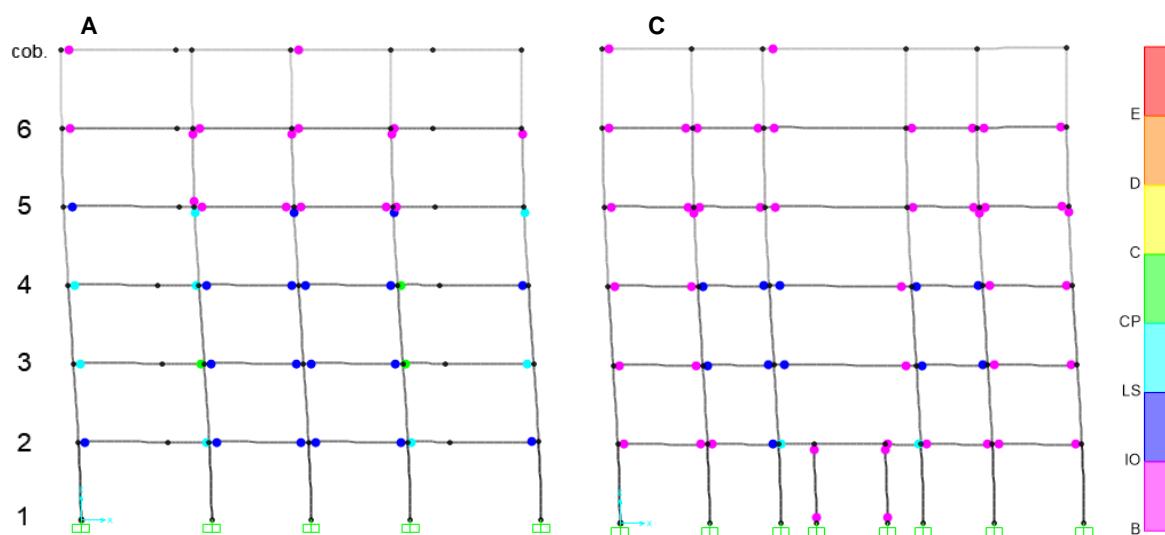


Figura 29 - Danos causados pelo carregamento modal, no modelo sem alvenarias, segundo o sentido negativo da direcção X para o deslocamento último, no alinhamento A e alinhamento C.

Tanto para o carregamento uniforme (Figura 28), como para o carregamento modal (Figura 29), verifica-se que são as rótulas dos pilares do quarto piso, (o piso onde ocorre a redução da secção destes), as que plastificam, sendo o patamar LS-*Life Safety* atingido por estas rótulas. Apenas para o carregamento

uniforme, uma rótula de um pilar da base plastifica, verificando-se um ligeiro agravamento dos danos em pisos superiores, mais concretamente no quarto piso, para o carregamento modal.

No modelo sem alvenarias, para ambas os tipos de carregamento, é visível a plastificação de rótulas de vigas, sendo os níveis de plastificação superiores aos observados no modelo com alvenarias.

#### 4.6.2.3 Distribuição de danos para deslocamentos últimos na direcção Y- no modelo com alvenarias

Na Figura 30 e Figura 31 apresenta-se a distribuição de danos no modelo com alvenarias associados ao carregamento uniforme e modal, respectivamente, segundo a direcção Y, sentido negativo, quando o deslocamento último é atingido

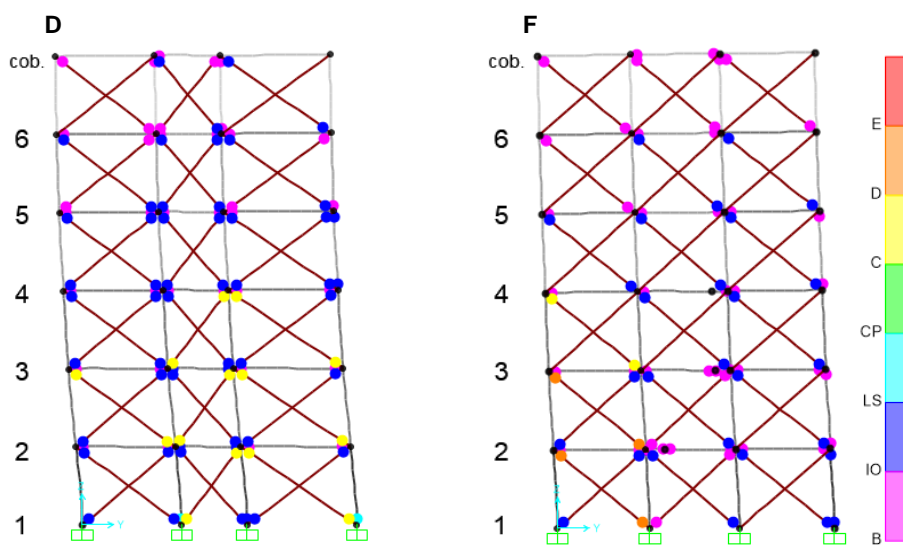


Figura 30 - Danos causados pelo carregamento uniforme, no modelo com alvenarias, segundo o sentido negativo da direcção Y para o deslocamento último, no alinhamento D e alinhamento F.

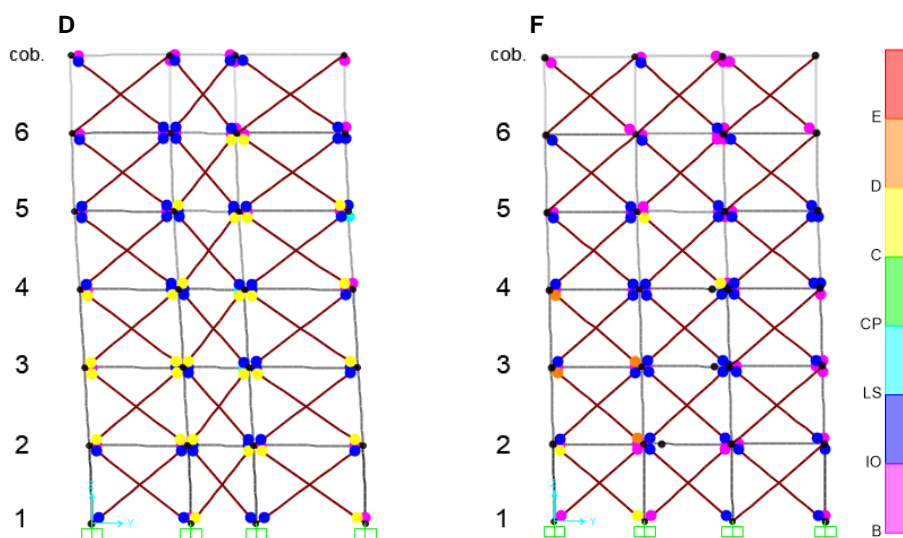


Figura 31 - Danos causados pelo carregamento modal, no modelo com alvenarias, segundo o sentido negativo da direcção Y para o deslocamento último, no alinhamento D e alinhamento F.

Também em Y é possível observar a diferença na distribuição de danos consoante se considere um carregamento uniforme ou modal. Para o carregamento uniforme (Figura 30), a primeira rótula de um pilar a atingir o patamar LS - *Life Safety* pertence a um pilar da base (piso 1), já para o carregamento modal (Figura 31), esta pertence a um pilar do quarto piso, (onde ocorre uma redução da secção do pilar). Esta primeira rótula a atingir o patamar LS, surge em ambos os carregamentos no alinhamento D. Em resumo, verifica-se que o carregamento modal conduz a uma distribuição de danos maior em pisos superiores quando comparado com o carregamento uniforme, não só nos pilares, mas também nas paredes de enchimento de alvenaria.

Relativamente ao alinhamento E, caso este fosse condicionante, seria no sentido positivo (Figura 32). Contudo, verifica-se que mesmo no sentido positivo a primeira rótula a atingir o patamar LS - *Life Safety* não surge neste alinhamento, mas tal como acontece para o sentido negativo, no alinhamento D.

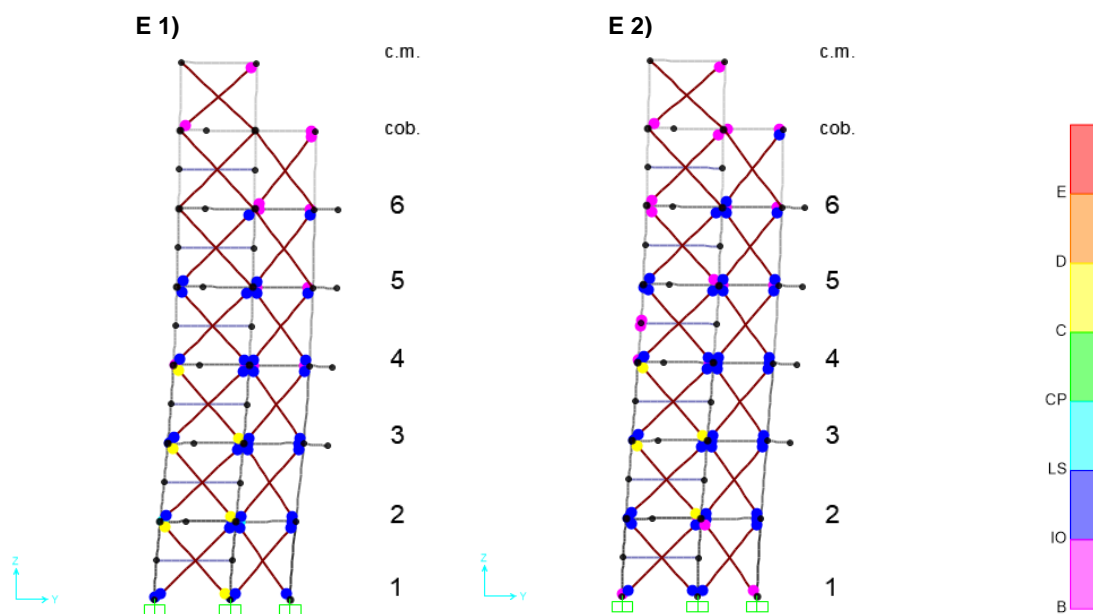


Figura 32 - Danos causados no modelo com alvenarias, segundo o sentido positivo da direcção Y para o deslocamento último, no alinhamento E: E 1) distribuição uniforme; E 2) distribuição modal.



4.6.2.4 Distribuição de danos para deslocamentos últimos na direcção Y- no modelo sem alvenarias

Na Figura 33 e Figura 34 apresenta-se a distribuição de danos no modelo sem alvenarias associados ao carregamento uniforme e modal, respectivamente, segundo a direcção Y, sentido negativo, quando o deslocamento último é atingido.

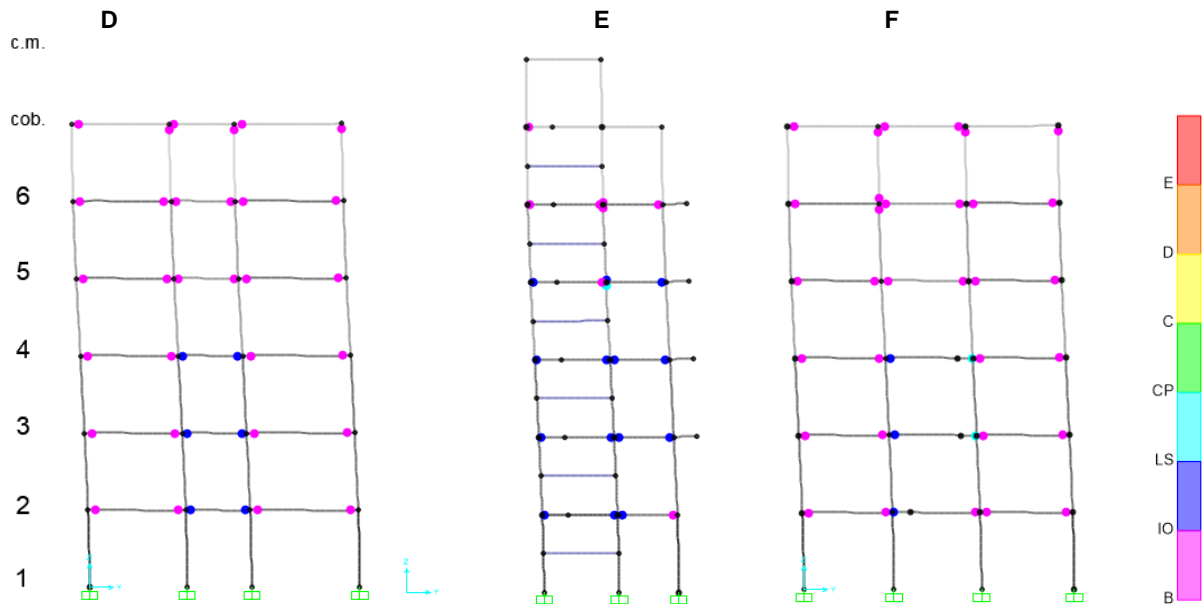


Figura 33 - Danos causados pelo carregamento uniforme, no modelo sem alvenarias, segundo o sentido negativo da direcção Y para o deslocamento último, no alinhamento D, alinhamento E, e alinhamento F.

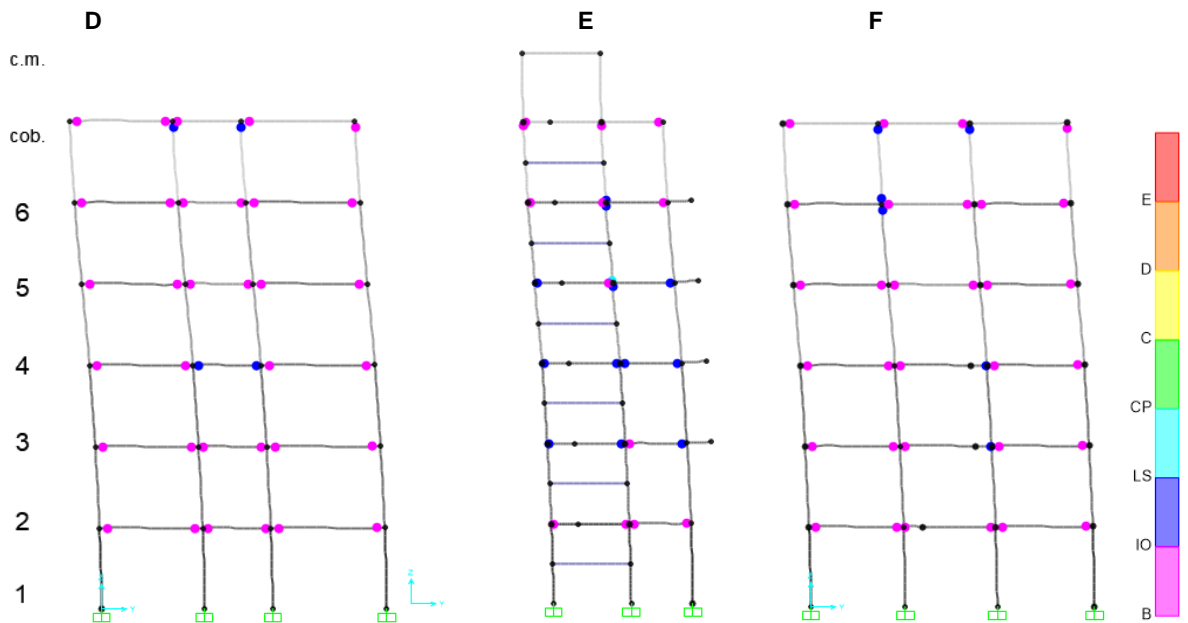


Figura 34 - Danos causados pelo carregamento modal, no modelo sem alvenarias, segundo o sentido negativo da direcção Y para o deslocamento último, no alinhamento D, alinhamento E, e alinhamento F.

Ao contrário do que acontece no modelo com alvenarias (Figura 32), no modelo sem alvenarias, para os dois tipos de carregamento (Figura 33 e Figura 34), verifica-se que é a rótula de um pilar do alinhamento E (caixa de escadas segundo Y) a primeira a atingir o patamar LS – *Life Safety*.

A distribuição de danos é semelhante nos dois tipos de carregamento, notando-se mais uma vez um ligeiro agravamento nos pilares dos pisos superiores para o carregamento modal face ao carregamento uniforme.

### 4.6.3 Método N2

O método N2, cujo espectro de resposta é representado no formato ADRS, (*Acceleration Displacement Response Spectrum*), combina a análise *pushover* de um sistema com vários graus de liberdade, (MDOF – *multiple degree of freedom*), com a análise por espectro de resposta inelástica, definido a partir do espectro de resposta elástica, de um sistema de 1 grau de liberdade equivalente, (SDOF – *single degree of freedom*).

Este método avalia a estrutura em termos de deslocamento e ductilidade disponível e necessária quando sujeita à acção sísmica, sendo usado como critério de verificação um ponto de desempenho sísmico [43], isto é, um deslocamento no nó de controlo do edifício (centro de massa do último piso da estrutura), designado por deslocamento-alvo, para o qual é avaliado o estado da estrutura.

Para além de ser um método interessante pela sua simplicidade e fiabilidade, tendo apresentado resultados bons quando comparado com métodos mais complexos, (como é o caso de análises dinâmicas não lineares), apresenta ainda a vantagem de ser representável graficamente [52].

A metodologia a aplicar é apresentada no Anexo B do EC8-1 [1], podendo ser resumida nos seguintes passos:

- Passo 1: Definição da acção sísmica;
- Passo 2: Análise *pushover* - curvas de capacidade;
- Passo 3: Transformação do sistema MDOF num sistema SDOF;
- Passo 4: Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica;
- Passo 5: Determinação do período do sistema SDOF idealizado;
- Passo 6: Determinação do deslocamento-alvo para o sistema SDOF;
- Passo 7: Determinação do deslocamento-alvo para o sistema MDOF.

#### **Passo 1: Definição da acção sísmica**

A acção sísmica é quantificada a partir do espectro de resposta elástico de deslocamento apresentado em 3.6.

#### **Passo 2: Análise *pushover* – curvas de capacidade**

As curvas de capacidade obtidas a partir da análise *pushover* são apresentadas em 4.6.1, na Figura 22.

### Passo 3: Transformação do sistema MDOF num sistema SDOF

A transformação do sistema modelado para um sistema equivalente de um grau de liberdade, é realizada através do coeficiente de transformação  $\Gamma$ , dado por:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (4.7)$$

Sendo:

$m_i$  massa do piso  $i$ ;

$m^*$  massa do sistema equivalente de um grau de liberdade;

$\phi_i$  deslocamento do nó de controlo do piso  $i$ , normalizado, para a configuração deformada do primeiro modo de vibração correspondente à translação na direcção considerada.

Os coeficientes de transformação determinados para o edifício em estudo, para uma distribuição modal de forças, em ambas as direcções, são apresentados na Tabela 12 para o modelo com alvenarias, e na Tabela 13 para o modelo sem alvenarias.

Tabela 12 - Coeficientes de transformação do modelo com alvenarias.

Piso	$m_i$ [ton]	Direcção X				Direcção Y			
		$dx$ [m]	$\phi_i$	$m_i \phi_i$	$m_i \phi_i^2$	$dy$ [m]	$\phi_i$	$m_i \phi_i$	$m_i \phi_i^2$
1	168,4	0,008	0,18	30,0	5,3	0,007	0,12	20,3	2,44
2	167,2	0,018	0,38	63,1	23,8	0,015	0,27	45,1	12,14
3	161,6	0,027	0,56	91,2	51,4	0,023	0,42	67,8	28,49
4	149,8	0,035	0,74	111,2	82,6	0,034	0,60	90,2	54,34
5	159,4	0,041	0,87	138,6	120,5	0,042	0,76	121,1	92,05
6	109,9	0,045	0,94	103,0	96,6	0,048	0,87	95,1	82,29
7	10,3	0,048	1,00	10,3	10,3	0,056	1,00	10,3	10,30
				547,4	390,6				
$\Gamma$				<b>1,402</b>		<b>1,595</b>			

Tabela 13 - Coeficientes de transformação do modelo sem alvenarias.

Piso	$m_i$ [ton]	Direcção X				Direcção Y			
		$dx$ [m]	$\phi_i$	$m_i \phi_i$	$m_i \phi_i^2$	$dy$ [m]	$\phi_i$	$m_i \phi_i$	$m_i \phi_i^2$
1	168,4	0,007	0,15	24,8	3,66	0,006	0,10	16,9	1,69
2	167,2	0,016	0,33	54,9	18,04	0,013	0,23	37,9	8,60
3	161,6	0,024	0,50	80,3	39,93	0,021	0,35	56,2	19,56
4	149,8	0,036	0,75	111,6	83,16	0,035	0,59	87,9	51,53
5	159,4	0,045	0,92	146,6	134,79	0,047	0,79	125,4	98,59
6	109,9	0,048	0,99	108,6	107,39	0,054	0,91	99,8	90,55
7	10,3	0,049	1,00	10,3	10,30	0,059	1,00	10,3	10,30
				537,2	397,3				
$\Gamma$				<b>1,352</b>		<b>1,546</b>			

Definido o coeficiente de transformação ( $\Gamma$ ), é possível obter a força de corte na base ( $F^*$ ), e o deslocamento do nó de controlo ( $d^*$ ), do sistema SDOF equivalente, pelas seguintes equações:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (4.8)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (4.9)$$

Em que:

- $F_b$  força de corte na base do sistema MDOF;
- $d_n$  deslocamento do nó de controlo do sistema MDOF.

#### Passo 4: Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica

Depois de definida a curva de capacidade do sistema SDOF, é necessário determinar a relação idealizada elasto-perfeitamente plástica (Figura 35), uma vez que esta será necessária para calcular o período do sistema equivalente ( $T^*$ ).

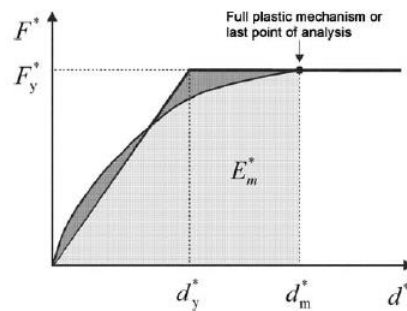


Figura 35 - Relação idealizada elasto-perfeitamente plástica da curva de capacidade do sistema SDOF, (adaptado de [21]).

A força de cedência da curva bilinear ( $F_y^*$ ), será a correspondente à formação de um mecanismo plástico completo no sistema SDOF, (nesta dissertação foi assumida a força correspondente à primeira rótula plástica de um pilar a atingir o patamar LS – *Life Safety*, associado ao Estado Limite de Danos Severos). Quanto ao deslocamento limite de plasticidade ( $d_y^*$ ), este é tal que a energia de deformação ( $E_m^*$ ) da relação idealizada elasto-perfeitamente plástica no deslocamento correspondente à formação do mecanismo de colapso no sistema SDOF ( $d_m^*$ ), seja igual à da curva de capacidade no mesmo ponto, sendo obtido pela equação seguinte:

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (4.10)$$

Em que:

- $d_m^*$  deslocamento correspondente à formação do mecanismo de colapso no sistema SDOF;
- $F_y^*$  força de cedência da curva bilinear;
- $E_m^*$  energia de deformação até à formação do mecanismo plástico do sistema SDOF.

Na Tabela 14 apresentam-se os valores obtidos para o deslocamento limite de plasticidade,  $d_y^*$ , o deslocamento correspondente à formação do mecanismo de colapso,  $d_m^*$ , a força de cedência da curva bilinear,  $F_y^*$ , e energia de deformação até à formação do mecanismo plástico,  $E_m^*$ , do sistema SDOF, tanto para o modelo com alvenarias, como para o modelo sem alvenarias.

Tabela 14 - Definição da relação idealizada força/deslocamento no sistema SDOF.

Direcção/ Sentido	Carregamento	Modelo Com Alvenarias				Modelo Sem Alvenarias			
		$d_y^*$ [m]	$d_m^*$ [m]	$F_y^*$ [KN]	$E_m^*$ [KJ]	$d_y^*$ [m]	$d_m^*$ [m]	$F_y^*$ [KN]	$E_m^*$ [KJ]
X+	Uniforme	0,021	0,029	3377	64	0,022	0,038	579	16
	Modal	0,019	0,021	2759	33	0,019	0,031	430	9
X-	Uniforme	0,022	0,034	3308	75	0,029	0,070	614	34
	Modal	0,021	0,025	2820	41	0,022	0,043	518	16
Y+	Uniforme	0,018	0,030	2457	51	0,009	0,017	385	5
	Modal	0,019	0,030	1852	38	0,014	0,044	304	11
Y-	Uniforme	0,016	0,021	2407	32	0,020	0,044	467	16
	Modal	0,019	0,026	1850	30	0,018	0,037	334	9

Com base nas curvas idealizadas força/deslocamento para os sistemas SDOF, é ainda possível avaliar a ductilidade da estrutura através do parâmetro  $\mu$  (equação (4.11)), sendo este relacionável com o factor de comportamento.

$$\mu = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y} = \frac{d_m^*}{d_y^*} \quad (4.11)$$

Os valores de ductilidade são apresentados na Tabela 15 para o modelo com alvenarias e para o modelo sem alvenarias.

Tabela 15 - Avaliação da ductilidade da estrutura.

Direcção/ Sentido	Carregamento	Modelo Com Alvenarias	Modelo Sem Alvenarias	EC8-1 (DCM)
		$\mu$	$\mu$	q
X+	Uniforme	1,40	1,70	3,9
	Modal	1,12	1,64	
X-	Uniforme	1,53	2,40	3,9
	Modal	1,19	1,93	
Y+	Uniforme	1,68	1,83	3,9
	Modal	1,59	3,13	
Y-	Uniforme	1,32	2,23	3,9
	Modal	1,34	2,04	

Analisando os valores de ductilidade apresentados na Tabela 15, verifica-se que a ductilidade no modelo com alvenarias é inferior à do modelo sem alvenarias. Este resultado está de acordo com o que era esperado, uma vez que a consideração das paredes de alvenaria aumenta a rigidez da

estrutura e são elementos caracterizados por um comportamento frágil. Observa-se ainda que, de um modo geral, a ductilidade é superior na direcção Y. Este resultado também está de acordo com o esperado, já que, como foi referido, as paredes de alvenaria estão em maior número na direcção X, o que significa que Y será a direcção menos rígida.

Comparando os valores de ductilidade apresentados, com os níveis de exigência para uma estrutura nova de acordo com o EC8-1 [1], com uma capacidade média de dissipação de energia, observa-se que os valores do coeficiente de comportamento indicados são 2 a 3 vezes superiores aos valores de ductilidade verificados. Os níveis de ductilidade indicados no EC8-1 [1] para estruturas novas são garantidos essencialmente pelo controlo do confinamento do betão através da cintagem dos elementos, e pelas regras de dimensionamento por capacidades resistentes (*Capacity Design*). Este tipo de dimensionamento não foi o adoptado em estruturas antigas, como é a do edifício em estudo, já que se recorria a procedimento directo e simplificado de dimensionamento e à definição de uma inadequada pormenorização da armadura transversal.

### Passo 5: Determinação do período do sistema SDOF idealizado

Os períodos do sistema SDOF idealizado ( $T^*$ ), determinados pela equação (4.12), são apresentados na Tabela 16.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (4.12)$$

Tabela 16 - Períodos do sistema SDOF idealizado.

Direcção	Carregamento	Modelo Com Alvenarias	Modelo Sem Alvenarias
		$T^*$ [s]	$T^*$ [s]
X+	Uniforme	0,37	0,91
	Modal	0,39	0,97
X-	Uniforme	0,38	1,00
	Modal	0,40	0,95
Y+	Uniforme	0,36	0,64
	Modal	0,42	0,89
Y-	Uniforme	0,35	0,85
	Modal	0,43	0,97

Pela Tabela 16 constata-se que o modelo com alvenarias é mais rígido (períodos menores) do que o modelo sem alvenarias. No modelo sem alvenarias é possível observar períodos maiores em X, o que é também mais consistente com a análise modal (no sistema MDOF), já que o primeiro modo de vibração da estrutura corresponde à translacção segundo X.

**Passo 6: Determinação do deslocamento-alvo para o sistema SDOF.**

O deslocamento-alvo reflete a exigência sísmica em termos de deslocamento, para determinada ação sísmica, sendo determinado a partir do espectro de resposta elástico, e para um sistema de um grau de liberdade.

Quando a estrutura apresenta um comportamento elástico, o deslocamento-alvo ( $d_e^*$ ) é dado pela equação (4.13), sendo  $S_{ae}(T^*)$  o valor espectral da aceleração correspondente a  $T^*$ .

$$d_e^* = S_{ae}(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (4.13)$$

A determinação do deslocamento-alvo depende das características dinâmicas da estrutura, fazendo-se assim uma distinção entre períodos médios e longos ( $T^* > T_c$ ), e períodos baixos ( $T^* < T_c$ ), (Figura 36).

Para períodos médios e longos ( $T^* > T_c$ ), o deslocamento-alvo ( $d_t^*$ ) é dado por:

$$d_t^* = d_e^* \quad (4.14)$$

Para períodos baixos ( $T^* < T_c$ ), se a estrutura apresenta um comportamento elástico ( $F_y^*/m^* \geq S_{ae}(T^*)$ ), o deslocamento-alvo ( $d_t^*$ ) é dado também pela equação (4.14). Se a estrutura apresenta um comportamento inelástico ( $F_y^*/m^* < S_{ae}(T^*)$ ), o deslocamento-alvo é dado por:

$$d_t^* = \frac{d_e^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_e^* \quad (4.15)$$

Sendo:

$$q_u = S_{ae}/S_a = S_{ae}/(F_y^*/m^*) \quad (4.16)$$

Na Figura 36 apresenta-se uma representação gráfica da determinação do deslocamento-alvo no sistema SDOF equivalente para períodos baixos e períodos médios.

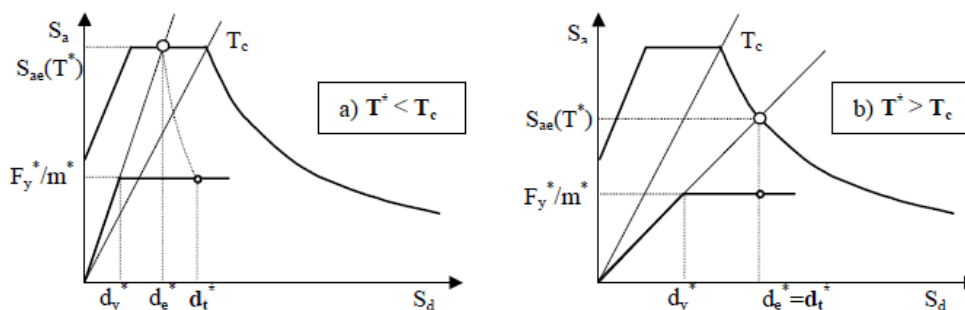


Figura 36 - Determinação do deslocamento-alvo para o sistema SDOF equivalente: a) períodos baixos; b) períodos médios; (adaptado de [43]).

### Passo 7: Determinação do deslocamento-alvo para o sistema MDOF.

A transformação do deslocamento-alvo do sistema SDOF para o sistema MDOF é feita através dos coeficientes de transformação, pela equação (4.17).

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (4.17)$$

A comparação dos deslocamento-alvo determinados, com os deslocamentos últimos, (deslocamentos para os quais a primeira coluna atinge o patamar LS-*Life Safety*, associado ao Estado Limite de Danos Severos), é apresentada na Tabela 17. Os deslocamentos-alvo apresentados correspondem à acção sísmica do tipo 1, a mais condicionante, uma vez que está associada a deslocamentos-alvo superiores aos obtidos para a acção sísmica do tipo 2.

Tabela 17 - Avaliação do deslocamento-alvo do sistema MDOF e deslocamento último para a acção sísmica do tipo 1 com um período de retorno de 308 anos, nos modelos com e sem alvenarias.

Direcção	Carregamento	Modelo Com Alvenarias			Modelo Sem Alvenarias		
		$du$ [m]	$d_t$ [m]		$du$ [m]	$d_t$ [m]	
X+	Uniforme	0,041	0,018	✓	0,052	0,070	✗
	Modal	0,030	0,020	✓	0,043	0,075	✗
X-	Uniforme	0,047	0,019	✓	0,094	0,077	✓
	Modal	0,035	0,021	✓	0,058	0,073	✗
Y+	Uniforme	0,047	0,019	✓	0,026	0,057	✗
	Modal	0,048	0,027	✓	0,068	0,079	✗
Y-	Uniforme	0,034	0,018	✓	0,068	0,075	✗
	Modal	0,041	0,028	✓	0,057	0,085	✗

✗ Não verifica a condição  $du > d_t$   
 ✓ Verifica a condição  $du > d_t$

O EC8-1 [13] indica que a curva de capacidade deve ser determinada para valores entre zero e o valor correspondente a 150% do deslocamento-alvo. Contudo, tal como foi referido anteriormente, no programa SAP2000 v21.0.2 (CSI, 2019) não foi possível reproduzir a degradação de resistência que ocorre após ser atingida a força de corte basal máxima.

Da análise dos resultados obtidos (Tabela 17), constata-se que apenas nos modelos sem alvenarias o deslocamento último,  $du$ , (deslocamento para o qual se desenvolve o mecanismo plástico e associado à força de corte basal máxima considerada), é inferior ao deslocamento-alvo,  $d_t$ , com excepção apenas para o carregamento uniforme segundo a direcção X no sentido negativo. Nos modelos com alvenarias e de acordo com o método N2, o aumento de rigidez da estrutura conduz a deslocamentos-alvo menores, sendo a redução da capacidade de deformação da estrutura acompanhada também pela redução dos deslocamentos últimos e consequentemente da ductilidade. Em todos os modelos com alvenarias, o deslocamento último ( $du$ ) é superior ao deslocamento-alvo ( $d_t$ ), concluindo-se que em termos de comportamento à flexão a capacidade da estrutura é superior à exigência, e a segurança é verificada.



Tendo como objectivo ilustrar a representação gráfica que o método N2 permite, na Figura 37 apresentam-se os gráficos com a determinação dos deslocamentos-alvo,  $d_t$ , no sistema SDOF para o modelo com alvenarias e modelo sem alvenarias, para o sentido negativo de ambas as direcções, e para o sismo tipo 1.

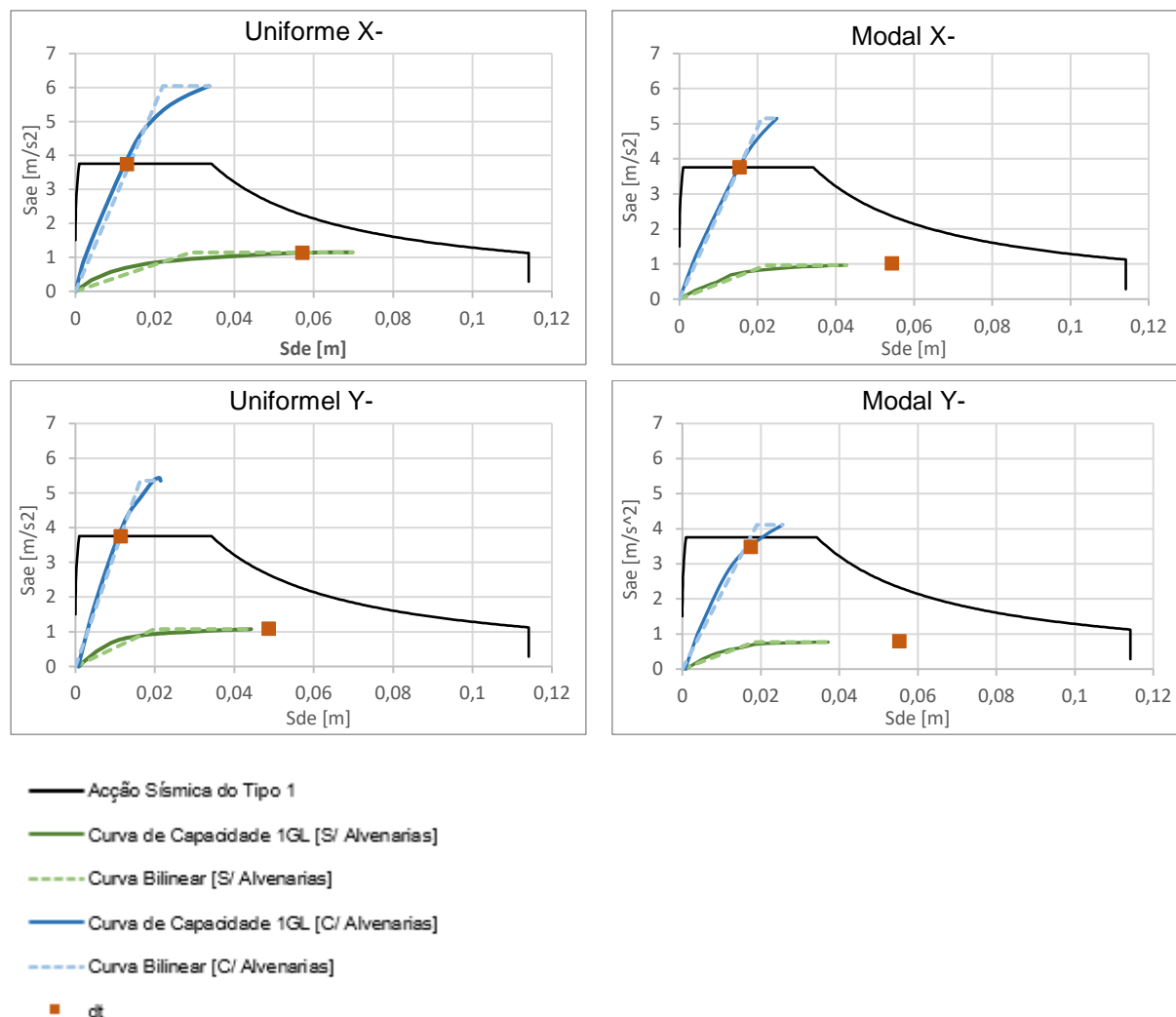


Figura 37 - Determinação dos deslocamentos-alvo para o sistema SDOF equivalente, para o modelo com alvenarias e modelo sem alvenarias, no sentido negativo de ambas as direcções do sismo do tipo 1.

#### 4.6.4 Mecanismos de rotura frágeis

No modelo com alvenarias, como se verificou em 4.6.3, quanto ao comportamento à flexão (admitindo a não rotura ao esforço transversal), a capacidade da estrutura é superior à exigência, isto é, a capacidade dos mecanismos dúcteis é superior à exigência a que estes são sujeitos durante a acção sísmica. No entanto, para além dos resultados obtidos em flexão, é necessário avaliar os mecanismos de rotura frágeis por esforço transversal.

A resistência ao esforço transversal para acções cíclicas,  $V_R$ , foi determinada de acordo com a equação (4.4) indicada no EC8-3 [1]. Na Figura 38 apresenta-se para cada curva de capacidade, o ponto em que a resistência ao esforço transversal é atingida, bem como os deslocamentos-alvo associados a cada modelo.

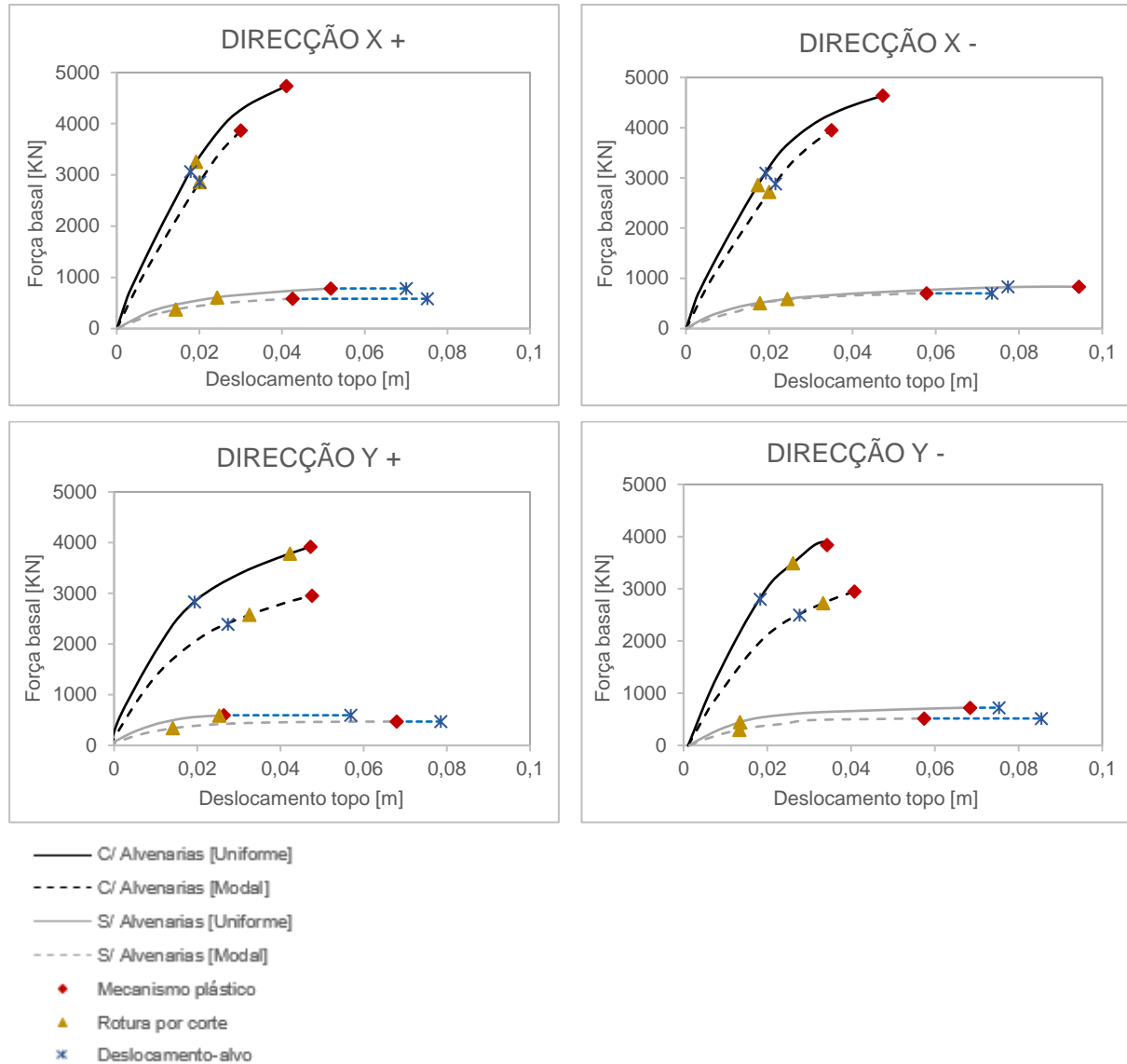


Figura 38 - Curvas de capacidade para a direcção X e para a direcção Y, no sentido positivo e negativo, com a identificação do mecanismo de colapso, da rotura por corte e do deslocamento-alvo.

Pela Figura 38, verifica-se que em todas as análises a rotura por corte ocorre primeiro que a formação do mecanismo plástico (rotura por flexão). Nos modelos sem alvenarias, verifica-se que os deslocamentos de topo associados à rotura por corte são, em geral, consideravelmente inferiores aos associados à formação do mecanismo plástico (rotura por flexão), ao contrário do que acontece nos modelos com alvenarias, devido à maior rigidez da estrutura. Esta observação, é também descrita em [53].

Relativamente ao modelo com alvenarias, observa-se ainda que os deslocamentos de topo para os quais ocorre a rotura por corte são superiores na direcção Y. De facto, como se verificou anteriormente, no modelo com alvenarias é a direcção X a direcção mais rígida, e portanto, era espectável que a rotura por corte acontecesse para deslocamentos de topo em Y superiores aos em X, já que Y é a direcção em que a estrutura é mais deformável.

Nos modelos sem alvenarias, tal como acontece em geral para a flexão, também a rotura por corte ocorre para deslocamentos de topo inferiores aos deslocamentos-alvo. Já nos modelos com alvenarias, apenas no sentido negativo da direcção X, tanto para o carregamento uniforme, como para o carregamento modal, o deslocamento-alvo é superior ao deslocamento associado à rotura por corte.

Sendo o modelo com alvenarias, o modelo que mais se aproxima do comportamento real do edifício em estudo, a avaliação dos mecanismos de rotura frágeis incidirá apenas sobre este modelo, mais concretamente, sobre o modelo com alvenarias com um carregamento modal segundo o sentido negativo da direcção X, uma vez que face ao carregamento uniforme, este apresenta uma diferença entre o deslocamento associado à rotura por corte e o deslocamento-alvo ligeiramente maior.

Na Tabela 18, apresenta-se os estados limite relativos ao esforço transversal verificados nos pilares para um carregamento modal segundo o sentido negativo da direcção X, considerando os deslocamentos-alvo determinados para a ação sísmica reduzida, sendo possível observar o rácio entre o esforço transversal quando o deslocamento-alvo é atingido,  $V_2^{dt}$ , e o esforço transversal resistente para ações cíclicas,  $V_R$ , calculado de acordo com o EC8-3 [13].

Por forma a auxiliar a compreensão da Tabela 18, na Figura 39 apresentam-se plantas do edifício em estudo com a identificação dos eixos dos pilares. Na Figura 39 a) é apresentada a planta da cave, e na Figura 39 b) é apresentada a planta do 2º andar, onde se verifica a redução da secção dos pilares.

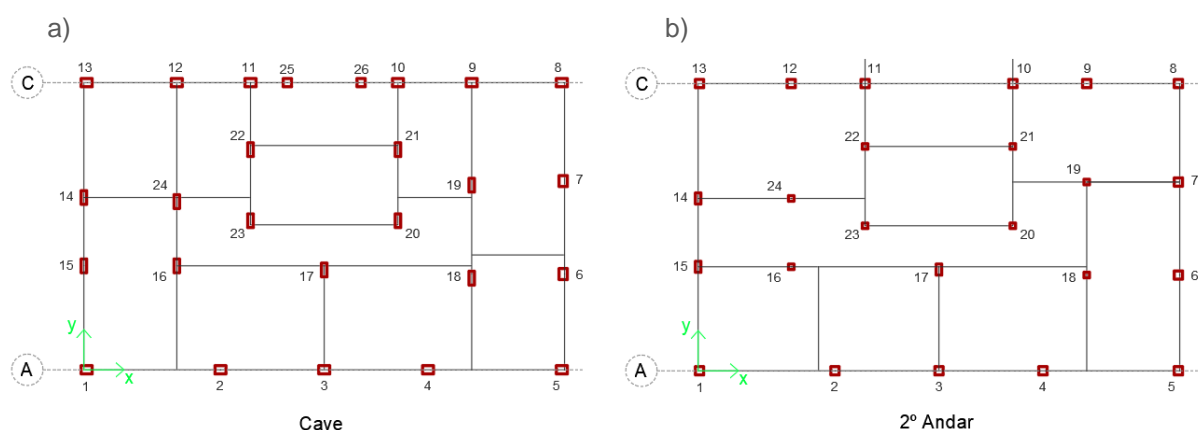


Figura 39 - Plantas com a identificação do alinhamento A (tardoz), do alinhamento C (fachada principal), e dos eixos dos pilares: a) cave; b) 2º andar.

Tabela 18 - Estado limite (esforço transverso) dos pilares no modelo com alvenarias para o carregamento modal segundo o sentido negativo da direcção X.

Eixo	Andar	$V_2^{dt}/V_R$	EL	Eixo	Andar	$V_2^{dt}/V_R$	EL	Eixo	Andar	$V_2^{dt}/V_R$	EL
1	Cave	77%	DL	9	Cave	123%	X	17	Cave	36%	DL
	R/C	19%	DL		R/C	54%	DL		R/C	47%	DL
	1º	20%	DL		1º	54%	DL		1º	43%	DL
	2º	52%	DL		2º	113%	X		2º	42%	DL
	3º	44%	DL		3º	72%	DL		3º	20%	DL
4º	28%	DL	4º	23%	DL	4º	12%	DL			
2	Cave	110%	X	10	Cave	105%	X	18	Cave	14%	DL
	R/C	56%	DL		R/C	31%	DL		R/C	4%	DL
	1º	54%	DL		1º	29%	DL		1º	1%	DL
	2º	104%	X		2º	77%	DL		2º	3%	DL
	3º	77%	DL		3º	61%	DL		3º	10%	DL
4º	80%	DL	4º	36%	DL	4º	49%	DL			
3	Cave	116%	X	11	Cave	94%	DL	19	Cave	14%	DL
	R/C	65%	DL		R/C	35%	DL		R/C	4%	DL
	1º	66%	DL		1º	36%	DL		1º	3%	DL
	2º	122%	X		2º	93%	DL		2º	25%	DL
	3º	99%	DL		3º	75%	DL		3º	39%	DL
4º	131%	X	4º	76%	DL	4º	8%	DL			
4	Cave	123%	X	12	Cave	125%	X	20	Cave	41%	DL
	R/C	73%	DL		R/C	56%	DL		R/C	28%	DL
	1º	70%	DL		1º	56%	DL		1º	25%	DL
	2º	123%	X		2º	121%	X		2º	31%	DL
	3º	95%	DL		3º	86%	DL		3º	16%	DL
4º	106%	X	4º	69%	DL	4º	1%	DL			
5	Cave	108%	X	13	Cave	88%	DL	21	Cave	45%	DL
	R/C	47%	DL		R/C	18%	DL		R/C	31%	DL
	1º	47%	DL		1º	22%	DL		1º	30%	DL
	2º	96%	DL		2º	66%	DL		2º	43%	DL
	3º	67%	DL		3º	55%	DL		3º	25%	DL
4º	48%	DL	4º	48%	DL	4º	15%	DL			
6	Cave	35%	DL	14	Cave	31%	DL	22	Cave	107%	X
	R/C	5%	DL		R/C	26%	DL		R/C	54%	DL
	1º	0%	DL		1º	25%	DL		1º	52%	DL
	2º	6%	DL		2º	27%	DL		2º	112%	X
	3º	2%	DL		3º	18%	DL		3º	81%	DL
4º	33%	DL	4º	25%	DL	4º	49%	DL			
7	Cave	36%	DL	15	Cave	14%	DL	23	Cave	74%	DL
	R/C	5%	DL		R/C	4%	DL		R/C	64%	DL
	1º	1%	DL		1º	5%	DL		1º	50%	DL
	2º	19%	DL		2º	17%	DL		2º	95%	DL
	3º	19%	DL		3º	33%	DL		3º	58%	DL
4º	54%	DL	4º	47%	DL	4º	2%	DL			
8	Cave	36%	DL	16	Cave	29%	DL	24	Cave	41%	DL
	R/C	32%	DL		R/C	18%	DL		R/C	47%	DL
	1º	32%	DL		1º	21%	DL		1º	42%	DL
	2º	72%	DL		2º	60%	DL		2º	68%	DL
	3º	58%	DL		3º	56%	DL		3º	54%	DL
4º	2%	DL	4º	74%	DL	4º	56%	DL			
25	Cave	5%	DL	26	Cave	145%	X				

X - Rotura Frágil

Pela Tabela 18 observa-se que os pilares condicionados por uma rotura frágil por esforço transverso pertencem aos pórticos correspondentes ao alinhamento A e alinhamento C, e ainda a um dos eixos de pilares da caixa de escadas. Como foi referido anteriormente, a rotura por esforço transverso ocorre para uma capacidade de rotação inferior à capacidade de rotação última da secção (rotura por flexão), o que é explicado pela inadequada pormenorização em termos de armadura transversal, sendo em geral utilizados nos pilares varões  $\phi 1/4''//0,20$  m.

É possível verificar ainda que a rotura por esforço transverso ocorre sobretudo nos pilares da base, onde a relação momento/esforço transverso na secção de extremidade ( $L_v$ ) é maior, nos pilares do segundo andar, onde se verifica uma forte redução da rigidez da secção dos pilares provocada pela

descontinuidade da secção destes em altura e pela diminuição da armadura longitudinal, e ocorre nos pilares do 4º andar (o último piso), onde a redução da secção é acompanhada mais uma vez pela diminuição da armadura longitudinal, não existindo também o efeito benéfico do esforço axial, uma vez que este é reduzido no último piso.

Na Figura 40 são identificados os pilares do alinhamento A e alinhamento C com um esforço transversal para o deslocamento-alvo,  $V_2^{dt}$ , superior ao esforço transversal resistente para acções cíclicas,  $V_R$ , ou seja, pilares com  $V_2^{dt}/V_R > 100\%$ .

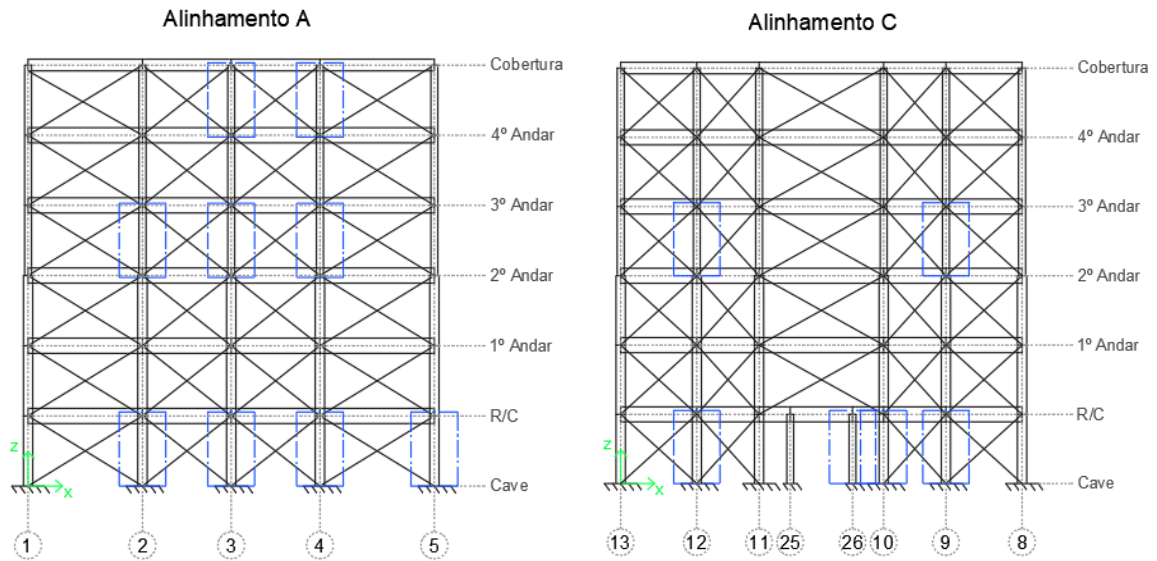


Figura 40 - Identificação dos pilares do alinhamento A e alinhamento C com um esforço transversal para o deslocamento-alvo,  $V_2^{dt}$ , superior ao esforço transversal resistente para acções cíclicas,  $V_R$ .

Como foi referido, a área da secção dos pilares e a respectiva armadura longitudinal variam entre andares. Na Figura 41 são apresentadas as secções dos pilares de um dos eixos do alinhamento A.

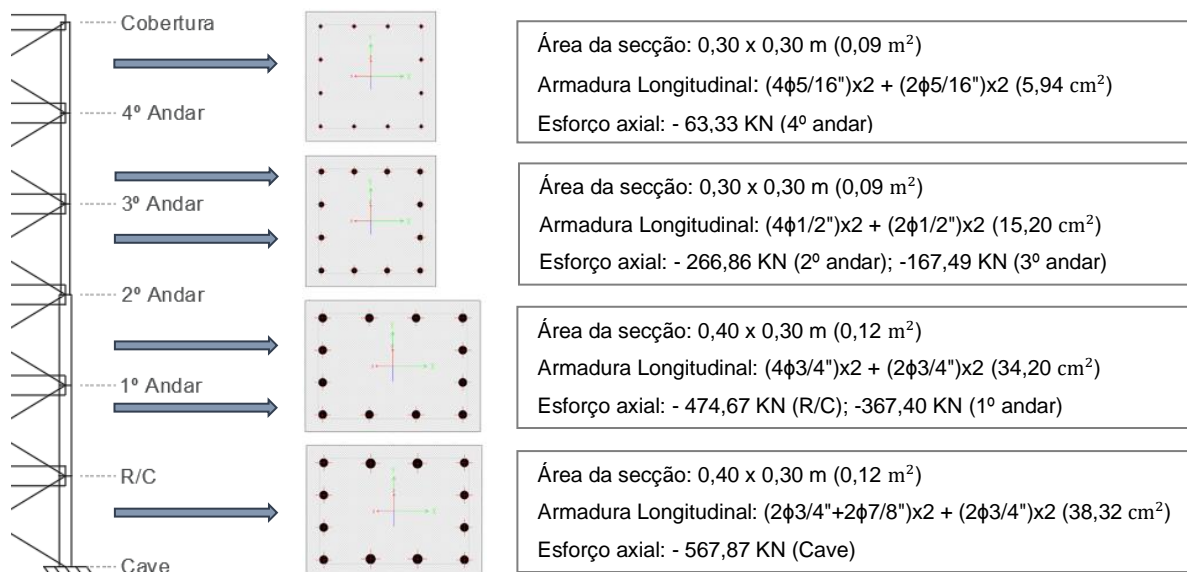


Figura 41 - Detalhes das secções dos pilares do eixo 3.

De forma a ilustrar as secções dos pilares de eixos pertencentes ao alinhamento A e alinhamento C, na Figura 41 apresentam-se os detalhes das secções dos pilares do eixo 3, sendo a área das secções e armadura longitudinal dos pilares deste eixo comuns a todos os pilares de eixos pertencentes aos alinhamentos anteriores.

Pela análise da Tabela 18 verifica-se ainda que embora existam pilares para os quais o esforço transversal resistente para acções cíclicas é ultrapassado ( $V_R$ ), o valor do esforço transversal para o deslocamento-alvo ( $V_2^{dt}$ ) é relativamente próximo deste, atingindo a relação  $V_2^{dt}/V_R$  no máximo o valor de 123%.

Como foi referido em 4.3.3, considerou-se as componentes horizontais da acção sísmica a actuar separadamente, no entanto a combinação destas agravaria o esforço transversal, e pilares que verificam a condição  $V_2^{dt}/V_R < 100\%$  poderiam eventualmente deixar de a verificar, inclusive para análises em que através da curva de capacidade se verificou que  $V_2^{dt} < V_R$  (Figura 38).

De forma a perceber se a consideração das componentes horizontais da acção sísmica a actuar simultaneamente implicaria mais pilares, para o carregamento que está a ser estudado (carregamento modal segundo o sentido negativo da direcção X – Tabela 18), a não verificar a condição  $V_2^{dt}/V_R < 100\%$ , calculou-se o esforço transversal para o deslocamento-alvo considerando as duas direcções (raiz quadrada da soma dos quadrados dos esforços devido a cada componente horizontal) para os quatro eixos de pilares de canto, uma vez que são os mais solicitados nas duas direcções, comparando-se este valor com o esforço transversal para o deslocamento-alvo só na direcção do carregamento e o valor do esforço transversal resistente nessa direcção (Tabela 19).

Tabela 19 – Esforço transversal para o deslocamento-alvo considerando as duas componentes horizontais da acção sísmica nos eixos correspondentes aos pilares de canto.

Eixo	Andar	$V_3^{dt}$	$V_2^{dt}$	$V^{dt}$	$V_{R,2}$	Eixo	Andar	$V_3^{dt}$	$V_2^{dt}$	$V^{dt}$	$V_{R,2}$
1	Cave	11,6	43,7	45,2	50,0	8	Cave	15,6	18,1	23,9	50,0
	R/C	6,7	17,5	18,8	86,2		R/C	16,3	27,5	31,9	86,2
	1º	0,4	18,7	18,7	85,0		1º	13,6	26,8	30,0	85,0
	2º	10,2	12,2	15,9	20,0		2º	14,7	14,3	20,5	20,0
	3º	2,9	9,2	9,7	19,1		3º	11,7	11,0	16,1	19,1
	4º	3,9	2,3	4,5	7,7		4º	5,3	0,1	5,3	7,7
5	Cave	9,7	60,9	61,7	56,6	13	Cave	20,5	44,3	48,8	50,4
	R/C	6,9	44,3	44,9	93,8		R/C	20,2	15,8	25,6	86,5
	1º	5,5	42,7	43,0	91,0		1º	14,1	19,1	23,7	85,1
	2º	7,7	22,3	23,6	23,2		2º	18,8	13,2	23,0	20,0
	3º	6,3	14,2	15,5	21,2		3º	15,3	10,6	18,6	19,1
	4º	1,9	4,0	4,4	8,4		4º	5,6	3,6	6,6	7,5

Pela Tabela 19 constata-se que a consideração das duas componentes horizontais traduz-se, de facto, num valor de esforço transversal para o deslocamento-alvo maior, contudo relativamente à direcção X (ou direcção 2) este aumento não é em geral significativo, e portanto todos os pilares que verificavam a condição  $V_2^{dt}/V_R < 100\%$ , também verificam a condição  $V^{dt}/V_R < 100\%$ .

# Capítulo 5 – Solução de reforço estrutural

## 5.1 Introdução

Com base na avaliação sísmica do edifício, realizada no Capítulo 4, identificou-se de forma localizada as deficiências da estrutura. No presente capítulo são apresentadas três soluções de reforço distintas, sendo posteriormente estudada uma das soluções de reforço com vista à verificação dos requisitos de desempenho indicados pelo EC8-3 [13].

## 5.2 Reforço estrutural por encamisamento de secções com betão armado

A solução de reforço estrutural por encamisamento com betão armado consiste num aumento da secção transversal do elemento a reforçar por meio da aplicação de uma nova camada de betão armado que envolve a já existente (Figura 42). Esta técnica de reforço baseia-se na utilização de materiais e metodologias de dimensionamento correntes, o que se traduz, em termos de projecto, num menor esforço de cálculo quando comparada com outras técnicas de reforço.



Figura 42 - Exemplos de encamisamento de elementos estruturais com betão armado, em planta e alçado, (adaptado de [21]).

O reforço por encamisamento de betão armado é particularmente eficiente quando é necessário intervir em simultâneo ao nível do comportamento à flexão e esforço transversal dos elementos [54], sendo o único dos três tipos de soluções de reforço que possibilita simultaneamente [55]:

- Aumentar a rigidez;
- Aumentar a resistência do elemento à compressão através do seu confinamento;
- Aumentar a capacidade resistente;
- Aumentar a resistência do elemento à flexão;
- Aumentar a resistência do elemento ao esforço transversal;
- Aumentar a capacidade de deformação;
- Aumentar a resistência nos nós de ligação entre elementos, caso o reforço se estenda a estes;
- Melhorar a resistência das emendas por sobreposições deficientes.

As vantagens expostas anteriormente, aliadas à sua tradicional utilização, fazem do reforço por encamisamento com betão armado a solução de reforço mais utilizada, contudo existem também algumas desvantagens [21], tais como o aumento considerável das dimensões da secção transversal do elemento, ou o facto de regra geral, esta técnica obrigar a maiores perturbações sendo necessária a desocupação temporária do espaço.

### 5.3 Reforço estrutural por encamisamento de secções com CFRP

O encamisamento de elementos de betão armado com materiais compósitos é efectuado através da aplicação de mantas flexíveis de fibras de carbono impregnadas em resina epoxídica e coladas ao longo do perímetro do pilar. Esta solução de reforço permite, de acordo com o EC8-3 [13]:

- Aumentar da capacidade resistente ao esforço transversal de pilares, estando as fibras dispostas na direcção das cintas;
- Aumentar da ductilidade disponível ao nível das extremidades dos elementos
- Aumentar da resistência do elemento à compressão através do seu confinamento;
- Prevenir qualquer rotura de emendas por sobreposição, através de uma melhor cintagem das emendas.

A solução de reforço por encamisamento com CFRP não permite o aumento da capacidade resistente à flexão, ao contrário do que acontece para a solução de reforço por encamisamento com betão armado. Tal deve-se, por até ao momento, não ser possível reforçar de forma eficaz os nós de ligação entre elementos com mantas de CFRP [55].

Na Figura 43 apresentam-se exemplos da aplicação deste tipo de reforço.



Figura 43 - Exemplos de encamisamento de elementos de betão armado com CFRP's, (adaptado de [21]).

O reforço de elementos de betão armado por encamisamento com CFRP'S tem vindo a tornar-se mais comum entre as várias técnicas de solução de reforço, devido essencialmente aos seguintes aspectos:



- Rapidez e simplicidade de execução da intervenção, sendo a interferência com a usual utilização da estrutura mínima;
- Material leve, de fácil manuseamento, e não sensível à corrosão, (ao contrário do que acontece com o aço das armaduras de betão armado);
- Material com uma resistência à tração muito superior à do aço.

Relativamente às desvantagens, estas estão relacionadas sobretudo com a sensibilidade do material ao fogo/temperaturas altas, e elevado custo dos materiais compósitos. No entanto, este último aspecto é compensado pelo menor custo de execução do reforço face a outras técnicas mais morosas.

#### 5.4 Reforço estrutural por encamisamento com chapas metálicas

O encamisamento de elementos de betão armado com chapas metálicas consiste na colocação de chapas metálicas ao longo do perímetro da secção do elemento. Esta solução de reforço permite, de acordo com o EC8-3 [13]:

- Aumentar a resistência do elemento ao esforço transverso;
- Aumentar a ductilidade pela cintagem do elemento;
- Aumentar a resistência do elemento à compressão através do seu confinamento;
- Melhorar a resistência das emendas por sobreposição deficientes.

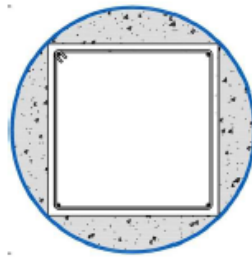
Os encamisamentos metálicos em pilares de secção rectangular são por norma constituídos por quatro cantoneiras às quais são soldadas ou chapas de aço contínuas ou cintas metálicas horizontais descontínuas (Figura 44).



*Figura 44 - Exemplo de encamisamento metálico de elementos de betão armado de secção rectangular, (adaptado de [21]).*

Em secções circulares, esta solução de reforço promove de forma substancial um aumento da ductilidade dos elementos, sendo também uma alternativa para o aumento de ductilidade em secções rectangulares (Figura 45). No entanto, a solução torna-se pouco interessante, tanto a nível económico,

como estético, por implicar um aumento considerável das dimensões da secção, e a colocação de um grande volume de betão de enchimento.



*Figura 45 - Encamisamento metálico de um elemento de secção rectangular com uma manga circular, (adaptado de [56]).*

Quanto à resistência à flexão, tal como acontece com o reforço com CFRP, embora menos complexo, continua a ser difícil assegurar a ligação entre elementos, pelo que o encamisamento metálico não é em geral utilizado com este objectivo.

No que diz respeito às vantagens associadas a esta solução de reforço, destaca-se o aumento pouco significativo das dimensões da secção, (caso em secções rectangulares se recorra a cantoneiras soldadas a chapas de aço ou cintas horizontais), e a execução menos morosa, quando comparada com o encamisamento com betão armado. Relativamente às desvantagens, é apontado o maior custo do material face ao betão armado, a maior dificuldade de aplicação do reforço quando comparada com a solução com CFRP, e a elevada sensibilidade do material à corrosão e ao fogo.

## **5.5 Solução de reforço estrutural adoptada – encamisamento com CFRP**

Através da análise *pushover*, considerando a redução da acção sísmica, foi possível concluir que em termos de comportamento à flexão, para o modelo com alvenarias, a estrutura verifica a segurança para o estado limite de danos severos do EC8-3 [13]. O problema surge em termos de resistência ao esforço transversal, segundo o sentido negativo da direcção X, onde se verifica que alguns dos elementos estruturais verticais apresentam um comportamento frágil, não verificando a segurança ao estado limite de danos severos. Com base nesta conclusão, a estratégia de reforço passará por adoptar uma das soluções de reforço por encamisamento apresentadas anteriormente.

Sendo o encamisamento de secções com CFRP uma solução de rápida e fácil execução, o que se traduz numa diminuição significativa de custos indirectos, nomeadamente dos custos associados à interrupção da ocupação, e possibilitando um aumento da capacidade resistente ao esforço transversal, será esta a solução de reforço adoptada.

Como foi referido anteriormente, embora o material utilizado nesta solução de reforço tenha um custo elevado, ao nível da intervenção, ele é compensado sobretudo pela diminuição dos custos relacionados com a desocupação da estrutura a reforçar, necessária tanto para o encamisamento com betão armado, como para o encamisamento com chapas metálicas. Em relação ao encamisamento com

chapas metálicas, para além da aplicação do encamisamento com CFRP ser muito mais simples, também apresenta a vantagem de não ser sensível à corrosão. É importante realçar, que devido à sensibilidade do CFRP ao fogo/temperaturas altas é necessário um elevado controlo de qualidade.

### 5.5.1 Cálculo da resistência ao esforço transversal após reforço estrutural

Segundo o EC8-3 [13], a capacidade resistente ao esforço transversal total, controlada pelos estribos e pelo CFRP, é avaliada como a soma de uma contribuição do elemento de betão existente, calculada de acordo com o EC8-1 [1], com uma outra contribuição,  $V_{Rd,f}$ , devida ao CFRP, não podendo este valor ultrapassar o esforço transversal máximo do elemento de betão,  $V_{R,max}$ .

No EC8-1 [1] é indicado que o esforço transversal resistente controlado pelos estribos,  $V_{Rd,s}$ , é calculado de acordo com o EC2-1 [57], sendo a capacidade resistente ao esforço transversal total, isto é, contabilizando a parcela devida ao reforço com CFRP, dada pela equação (5.1).

$$V_{Rd} = \min (V_{Rd,s} + V_{Rd,f}; V_{R,max}) \quad (5.1)$$

Embora a resistência ao esforço transversal do elemento de betão deva ser calculada pelo EC2-1 [57], com base nos resultados apresentados em [58], onde se verificou que as expressões de resistência ao esforço transversal indicadas pelo EC2-1 [57] e pelo EC8-3 [13] conduzem a valores muito semelhantes, optou-se por considerar a expressão indicada pelo EC8-3 [13], (equação (4.4)), uma vez que foi utilizada na avaliação da capacidade resistente ao esforço transversal dos pilares realizada no Capítulo 4. Assim, a capacidade resistente ao esforço transversal total, ou seja, com a contribuição do CFRP, é calculada pela equação (5.2).

$$V_{Rd} = \min (V_R + V_{Rd,f}; V_{R,max}) \quad (5.2)$$

De acordo com o EC8-3 [13], para elementos de secção rectangular, totalmente encamisados, a contribuição da manta de CFRP para o esforço transversal resistente,  $V_{Rd,f}$ , é calculada pela equação (5.3).

$$V_{Rd,f} = 0,9d \cdot f_{fd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \left( \frac{w_f}{s_f} \right)^2 \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \sin \beta \quad (5.3)$$

Em que:

- $d$  altura útil da secção;
- $t_f$  espessura da manta de CFRP;
- $w_f$  largura da manta de CFRP medida na direcção ortogonal à direcção (resistente) das fibras.  
(Para mantas:  $w_f = \min(0,9d; h_w) \cdot \sin(\theta + \beta) / \sin \theta$ );
- $s_f$  espaçamento dos laminados de CFRP (=  $w_f$  para mantas), medido na direcção ortogonal à direcção (resistente) das fibras;
- $\theta$  ângulo de inclinação das escoras;
- $\beta$  ângulo entre a direcção (resistente) das fibras da manta de CFRP e o eixo do elemento;

$f_{fdd,e}$  valor de cálculo da resistência efectiva ao descolamento do CFRP, que depende da configuração do reforço. No caso de um encamisamento total,  $f_{fdd,e}$  é calculado pela equação (5.4).

$$f_{fdd,e} = f_{fdd} \cdot \left[ 1 - k \frac{L_e \sin \theta}{2z} \right] + \frac{1}{2} (f_{fu,w}(R) - f_{fdd}) \cdot \left[ 1 - \frac{L_e \sin \theta}{z} \right] \quad (5.4)$$

Onde:

$z = 0,9d$  braço do binário das forças interiores;

$$k = \left( 1 - \frac{2}{\pi} \right)$$

$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{0,6 \frac{E_f f_{ctm} k_b}{t_f}}$  valor de cálculo da resistência ao deslocamento, com:

$\gamma_{fd}$  coeficiente parcial relativo ao descolamento do CFRP, (valor recomendado de 1,5);

$E_f$  módulo de elasticidade dos laminados/mantas de CFRP;

$f_{ctm}$  valor médio da tensão de rotura do betão à tracção;

$k_b = \sqrt{1,5 \cdot (2 - w_f/s_f)/(1 + w_f/100 \text{ mm})}$  coeficiente de recobrimento;

$f_{fu,w}(R)$  resistência última de um laminado ou de uma manta de CFRP que reveste um canto de raio

R, dada por:  $f_{fu,w}(R) = f_{fdd} + \langle \eta_R \cdot f_u - f_{dd} \rangle$ , com:  $\eta_R = 0,2 + 1,6 R/b_w$ ,  $0 \leq R/b_w \leq 0,5$ ;

$L_e = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{4 \cdot \tau_{max}}}$  comprimento de aderência efectiva, com:  $\tau_{max} = 1,8 f_{ctm} k_b$ .

De acordo com estudos realizados, constatou-se que quando o elemento de betão armado reforçado por colagem externa com materiais compósitos atinge a sua capacidade máxima ao corte, a extensão observada no CFRP é inferior à extensão última do material,  $\epsilon_{u,f}$ , [59]. Deste modo, nos regulamentos é estabelecida uma extensão limite,  $\epsilon_{u,j}$ , que se considerou igual a 60% da extensão última do CFRP.

Na Tabela 20 são apresentadas as propriedades mecânicas da solução de reforço por encamisamento com CFRP adoptada.

Tabela 20 - Propriedades mecânicas do CFRP utilizado para o reforço (fabricante S&P).

$t_f$ [mm]	Nº de camadas	$f_u$ [MPa]	$E_f$ [GPa]	$\epsilon_{u,f}$ [%]	$\epsilon_{u,j}$ [%]
0,117	1	3800	240	1,55	0,93

Para além do aumento de resistência ao esforço transversal, o encamisamento de pilares com CFRP, aumenta ainda a resistência do elemento à compressão através do seu confinamento. A nova resistência à compressão do betão confinado é dada pela equação (5.5).

$$f_{cc} = f_c \left[ 1 + 3,7 \left( \frac{f_l}{f_c} \right)^{0,86} \right] \quad (5.5)$$

A extensão para a qual se verifica a nova resistência à compressão do betão confinado,  $f_{cc}$ , é calculada através da equação (5.6).

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c2} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (5.6)$$

Sendo a extensão última da fibra extrema da zona comprimida dada pela equação (5.7).

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,004 + 0,5 \frac{f_l}{f_{cc}} \quad (5.7)$$

Com:

$$f_l = k_s 2E_f \varepsilon_{ju} t_f / D \quad (5.8)$$

$$k_s = 2R/D \quad (5.9)$$

Em que:

- $f_c$  tensão de rotura do betão;
- $f_l$  nível de pressão do confinamento;
- $E_f$  módulo de elasticidade do CFRP;
- $t_f$  espessura da manta de CFRP;
- $R$  raio do canto arredondado da secção;
- $D$  maior dimensão da secção transversal;
- $\varepsilon_{ju}$  extensão última adoptada, que é inferior à extensão última,  $\varepsilon_{fu}$ .

### 5.5.2 Aplicação do reforço estrutural no modelo numérico do edifício

Após o cálculo da nova tensão de rotura do betão confinado,  $f_{cc}$ , bem como a extensão correspondente,  $\varepsilon_{cc}$ , e extensão última da fibra extrema da zona comprimida,  $\varepsilon_{cu,c}$ , procedeu-se à criação de um novo material no software SAP2000 v21.0.2 (CSI,2019) com as propriedades anteriores, sendo este substituído em todos os elementos estruturais verticais em que ocorre uma rotura frágil por esforço transversal, (conforme apresentado em 4.6.4.). Esta substituição conduziu a que pilares que antes verificavam a condição  $V_2^{dt} < V_R$  passassem agora a não verificá-la, necessitando, portanto, de serem também reforçados.

Na Tabela 21 são apresentados os estados limite de todos os pilares após ter sido alterado o material nos pilares que não verificavam a condição  $V_2^{dt} < V_R$ .

Tabela 21 - Estado limite (esforço transverso) dos pilares no modelo com alvenarias para o carregamento modal segundo o sentido negativo da direção X, após serem alteradas as propriedades mecânicas do material nos pilares com  $V_2^{dt} > V_R$ .

Eixo	Andar	$V_2^{dt}/V_R$	EL	Eixo	Andar	$V_2^{dt}/V_R$	EL	Eixo	Andar	$V_2^{dt}/V_R$	EL
1	Cave	90%	DL	9	Cave	135%	X	17	Cave	33%	DL
	R/C	55%	DL		R/C	62%	DL		R/C	43%	DL
	1º	45%	DL		1º	57%	DL		1º	41%	DL
	2º	83%	DL		2º	117%	X		2º	43%	DL
	3º	51%	DL		3º	73%	DL		3º	27%	DL
4º	5%	DL	4º	32%	DL	4º	50%	DL			
2	Cave	120%	X	10	Cave	113%	X	18	Cave	13%	DL
	R/C	70%	DL		R/C	39%	DL		R/C	5%	DL
	1º	69%	DL		1º	40%	DL		1º	1%	DL
	2º	123%	X		2º	101%	X		2º	4%	DL
	3º	94%	DL		3º	76%	DL		3º	18%	DL
4º	101%	X	4º	75%	DL	4º	110%	X			
3	Cave	120%	X	11	Cave	113%	X	19	Cave	15%	DL
	R/C	68%	DL		R/C	37%	DL		R/C	3%	DL
	1º	66%	DL		1º	32%	DL		1º	4%	DL
	2º	120%	X		2º	84%	DL		2º	32%	DL
	3º	101%	X		3º	63%	DL		3º	63%	DL
4º	141%	X	4º	65%	DL	4º	94%	DL			
4	Cave	121%	X	12	Cave	134%	X	20	Cave	35%	DL
	R/C	69%	DL		R/C	63%	DL		R/C	22%	DL
	1º	66%	DL		1º	59%	DL		1º	19%	DL
	2º	123%	X		2º	120%	X		2º	27%	DL
	3º	103%	X		3º	78%	DL		3º	18%	DL
4º	132%	X	4º	39%	DL	4º	5%	DL			
5	Cave	86%	DL	13	Cave	98%	DL	21	Cave	36%	DL
	R/C	26%	DL		R/C	33%	DL		R/C	22%	DL
	1º	28%	DL		1º	34%	DL		1º	21%	DL
	2º	73%	DL		2º	96%	DL		2º	34%	DL
	3º	67%	DL		3º	70%	DL		3º	24%	DL
4º	97%	DL	4º	37%	DL	4º	16%	DL			
6	Cave	34%	DL	14	Cave	42%	DL	22	Cave	131%	X
	R/C	7%	DL		R/C	44%	DL		R/C	73%	DL
	1º	1%	DL		1º	35%	DL		1º	72%	DL
	2º	2%	DL		2º	29%	DL		2º	122%	X
	3º	11%	DL		3º	7%	DL		3º	83%	DL
4º	69%	DL	4º	40%	DL	4º	50%	DL			
7	Cave	35%	DL	15	Cave	17%	DL	23	Cave	91%	DL
	R/C	7%	DL		R/C	2%	DL		R/C	91%	DL
	1º	4%	DL		1º	2%	DL		1º	72%	DL
	2º	19%	DL		2º	15%	DL		2º	81%	DL
	3º	34%	DL		3º	19%	DL		3º	74%	DL
4º	42%	DL	4º	15%	DL	4º	23%	DL			
8	Cave	95%	DL	16	Cave	37%	DL	24	Cave	35%	DL
	R/C	22%	DL		R/C	38%	DL		R/C	34%	DL
	1º	24%	DL		1º	36%	DL		1º	34%	DL
	2º	69%	DL		2º	56%	DL		2º	58%	DL
	3º	47%	DL		3º	38%	DL		3º	38%	DL
4º	4%	DL	4º	22%	DL	4º	13%	DL			
25	Cave	156%	X	26	Cave	156%	X				

Como se verifica pela Tabela 21, após a alteração para um material com as propriedades do betão confinado (devido ao encamisamento com CFRP) nos pilares com rotura frágil por esforço transversal identificados na Tabela 18, alguns pilares que verificavam a condição  $V_2^{dt} < V_R$  passaram também a não verificá-la, (ainda que por uma margem reduzida). De salientar, que os pilares referidos anteriormente que deixam de verificar a condição  $V_2^{dt} < V_R$  após o reforço dos pilares identificados na tabela 18 com  $V_2^{dt} > V_R$ , pertencem essencialmente ao alinhamento A e alinhamento C, alinhamentos estes onde estão a maioria dos pilares reforçados e que portanto conduzem a um aumento de rigidez destes alinhamentos, que por sua vez fará com que os pilares destes alinhamentos absorvam mais

forças do que os de outros alinhamentos, sendo por isso os pilares destes alinhamentos os mais solicitados.

Em todos os pilares da Tabela 21 com  $V_2^{dt} > V_R$  será aplicada a solução de reforço por encamisamento com CFRP, por forma a ser verificado o estado limite de danos severos (SD).

Na Figura 46 são identificados todos os pilares pertencentes ao alinhamento A e alinhamento C que necessitam de serem reforçados.

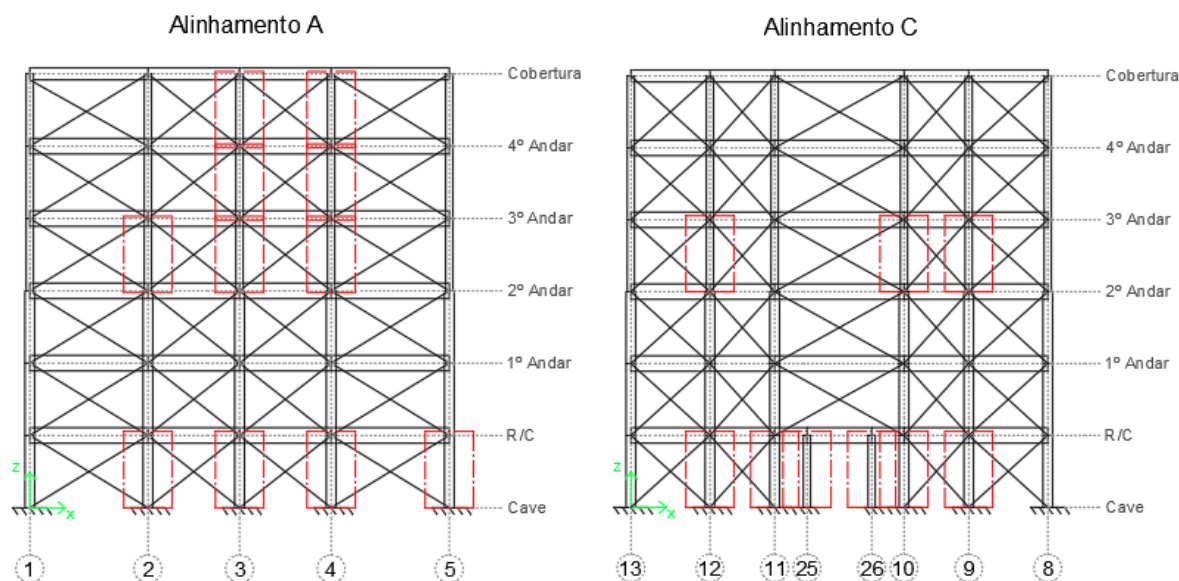


Figura 46 - Identificação dos pilares do alinhamento A e alinhamento C com um esforço transversal para o deslocamento-alvo,  $V_2^{dt}$ , superior ao esforço transversal resistente para acções cíclicas,  $V_R$ , após serem alteradas as propriedades mecânicas do material nos pilares com  $v_2^{dt} > v_R$ .

Como foi referido anteriormente, a solução de reforço utilizada nos pilares identificados na Figura 46 e restantes que não verificam a condição  $V_2^{dt} < V_R$ , (pilares do alinhamento 18 e 22), passou pelo encamisamento destes com CFRP, mais concretamente, pela aplicação de 1 camada de CFRP com uma espessura de 0,117mm.

Uma das formas de avaliar a quantidade de CFRP utilizada no reforço de um pilar é através da taxa geométrica de CFRP,  $\rho_f$ , dada pela equação (5.10).

$$\rho_f = 2t_f/b \quad (5.10)$$

Em que:

- $t_f$  espessura da manta de CFRP;
- $b$  largura da secção transversal do elemento.

Na Tabela 22 apresentam-se as propriedades geométricas da solução de reforço adoptada para os pilares mais condicionantes do eixo 3, que são iguais para todos os pilares cujos eixos pertencem ao alinhamento A e alinhamento C, e apresentadas também as propriedades geométricas dos pilares condicionantes do eixo 22, um dos eixos de pilares da caixa de escadas e que será reforçado.

Tabela 22 - Propriedades geométricas das mantas de CFRP utilizadas para o reforço dos pilares.

	Eixo 3			Eixo 22		
	$t_f$ [mm]	Nº camadas	$\rho_f$ [%]	$t_f$ [mm]	Nº camadas	$\rho_f$ [%]
Pilar da cave	0,117	1	0,08	0,117	1	0,05
Pilar 2º andar	0,117	1	0,08	0,117	1	0,12
Pilar 3º andar	0,117	1	0,08			
Pilar 4º andar	0,117	1	0,08			

Na Tabela 23 é apresentado um resumo do cálculo da solução de reforço ao esforço transversal por encamisamento com CFRP, de acordo com o EC8-3 [13]. Este resumo é realizado apenas para os pilares que necessitam de reforço do eixo 3 ( $V_2^{dt}/V_R > 100\%$ ), sendo estes representativos dos restantes pilares de outros eixos que são também reforçados.

Tabela 23 - Verificação do critério  $V_2^{dt} \leq V_{Rd}$  após o reforço com CFRP nos pilares do eixo 3 que necessitam de serem reforçados.

Eixo 3	$V_{R,max}$ [KN]	$V_R$ [KN]	$\theta$ [°]	$\beta$ [°]	$w_f$ [m]	$s_f$ [m]	$f_{fdd,e}$ [MPa]	CFRP $V_{Rd,f}$ [KN]	Valor total $V_{Rd}$ [KN]	Esforço transversal actuante $V_2^{dt}$ [KN]	Verificação de segurança $V_2^{dt} \leq V_{Rd}$
Pilar cave	512,0	60,6	30	90	0,58	0,58	995	134,4	195,0	72,4	Verifica
Pilar 2º andar	298,7	25,1	30	90	0,42	0,42	973	95,9	120,9	30,1	Verifica
Pilar 3º andar	277,4	22,2	30	90	0,42	0,42	973	95,9	118,0	22,5	Verifica
Pilar 4º andar	251,1	8,6	30	90	0,42	0,42	973	95,9	104,5	12,2	Verifica

Pela Tabela 23 é possível observar que em todos os pilares do eixo 3 que foram reforçados, o valor do esforço transversal resistente total,  $V_{Rd}$ , isto é, após o reforço, é significativamente superior ao esforço transversal actuante quando o deslocamento-alvo é atingido,  $V_2^{dt}$ . De facto, mesmo considerando a menor espessura de manta de CFRP disponível (0,117 mm), e a aplicação de apenas 1 camada, o acréscimo de resistência ao corte devido ao reforço é substancial, traduzindo-se num aumento de resistência muito para além da necessária. Por os valores de esforço transversal resistente antes do reforço,  $V_R$ , e esforço transversal actuante quando o deslocamento-alvo é atingido,  $V_2^{dt}$ , serem próximos, atingindo a razão  $V_2^{dt}/V_R$  no máximo 156% (Tabela 21), a quantidade de reforço necessária é reduzida, e consideravelmente menor da atingida com o reforço mínimo de CFRP, considerando-se assim que devem ser exploradas outras soluções com um custo global inferior e cujo acréscimo de resistência ao corte seja também menor.



Como foi referido anteriormente, para além do aumento de resistência ao esforço transversal, o encamisamento com CFRP permite aumentar também a resistência do elemento à compressão através do seu confinamento. Na Tabela 24 é apresentada a nova tensão de rotura do betão, isto é, a tensão de rotura do betão confinado,  $f_{cc}$ , bem como a respectiva extensão,  $\epsilon_{cc}$ , e extensão última da fibra extrema da zona comprimida,  $\epsilon_{cu,c}$  para os pilares do eixo 3 que foram reforçados, e que são representativos dos restantes pilares que necessitaram de ser também reforçados.

*Tabela 24 - Propriedades mecânicas do betão confinado após o encamisamento com CFRP nos pilares do eixo 3 que foram reforçados.*

<b>Eixo 3</b>	<b><math>f_c</math> [MPa]</b>	<b><math>f_{cc}</math> [MPa]</b>	<b><math>\epsilon_{cc}</math> [%]</b>	<b><math>\epsilon_{cu,c}</math> [%]</b>
Pilar cave	28	30	0,27	0,84
Pilar 2º andar	28	31	0,31	1,15
Pilar 3º andar	28	31	0,31	1,15
Pilar 4º andar	28	31	0,31	1,15

Pela Tabela 24 verifica-se que os valores de tensão de rotura do betão após o encamisamento com CFRP,  $f_{cc}$ , estão muito próximos dos valores de tensão de rotura antes do reforço,  $f_c$ . Conclui-se assim, que embora exista um aumento da tensão de rotura do betão devido ao seu confinamento após o reforço, este acréscimo de resistência não é relevante, pelo que o encamisamento com CFRP é pouco eficiente em termos de confinamento e, portanto, a sua influência ao nível do comportamento à flexão é desprezável.



# Capítulo 6 – Considerações finais e desenvolvimentos futuros

## 6.1 Considerações finais

Em muitos países, incluindo Portugal, o dimensionamento sísmico de edifícios de betão armado até aos anos 80 seguiam as regulamentações existentes que contemplava o efeito da acção sísmica com procedimentos simplificados. O dimensionamento dos elementos estruturais não tinha em conta de forma adequada o efeito da acção sísmica e portanto, os edifícios de betão armado construídos entre 1950 e 1980 em Portugal eram dimensionados com menores taxas de armadura longitudinal e transversal por comparação com os edifícios dimensionados de acordo com a regulamentação actual.

Nesta dissertação, foi estudado um edifício antigo de betão armado de seis pisos destinado à habitação, localizado no bairro de Alvalade, dimensionado e construído no final dos anos 50. Com uma estrutura porticada, este edifício é considerado representativo deste período e de uma classe de edifícios.

O facto de existirem edifícios dimensionados sem ter em conta adequadamente o efeito da acção sísmica em zonas de risco sísmico moderado a elevado tem vindo a ser reconhecido como um problema de enorme importância, tendo sido, recentemente, dados alguns passos na mitigação da vulnerabilidade sísmica nestes edifícios. A parte 3 do Eurocódigo 8 [13], dedicada a avaliação e reforço sísmico de edifícios existentes, é um exemplo do resultado da investigação que tem vindo a ser feita nesta área.

Através da análise conceptual do edifício em estudo realizada no Capítulo 2 foram identificadas as principais deficiências estruturais e de dimensionamento. De entre estas, destaca-se a redução da secção dos pilares nos pisos superiores, que se veio a confirmar ter uma influência significativa no desempenho sísmico do edifício.

Relativamente à modelação do edifício, foram considerados dois modelos, o primeiro sem paredes de alvenaria e o segundo com todas as paredes de alvenaria no alinhamento de vigas e limitadas por pilares. A partir da avaliação dos dois modelos confirmou-se que a presença de paredes de alvenaria conduz a um aumento significativo da rigidez e resistência da estrutura, desde que a exigência sísmica não ultrapasse a capacidade de deformação das alvenarias, e a uma redução da ductilidade. De facto, os resultados obtidos demonstram ainda que a consideração das paredes de alvenaria altera a distribuição de danos da estrutura, observando-se um maior número de rótulas plásticas de vigas a plastificar no modelo sem alvenarias e, portanto, uma maior exploração da ductilidade da estrutura neste modelo face ao modelo com alvenarias.

As análises estáticas não lineares realizadas aos modelos do edifício, apresentadas no Capítulo 4, possibilitaram a identificação das principais deficiências da estrutura que condicionam o seu desempenho sísmico. Relativamente ao comportamento à flexão, verificou-se que no modelo em que

se considerou as paredes de alvenarias a capacidade dos mecanismos dúcteis é superior à exigência a que estes são sujeitos durante a acção sísmica, ao contrário do que acontece nos modelos em que não foram consideradas as alvenarias.

Da análise dos mecanismos frágeis da estrutura concluiu-se que tanto no modelo com alvenarias, como no modelo sem alvenarias a rotura por corte nos pilares ocorre sem que se desenvolva toda a sua capacidade de deformação em flexão, o que é explicado pela inadequada pormenorização da armadura transversal. Em todos os sentidos/direcções do modelo sem alvenarias verificou-se que a rotura por corte nos pilares ocorre para um deslocamento menor que o deslocamento-alvo, ou seja, a exigência devida à acção sísmica é superior à capacidade dos mecanismos frágeis. Já no modelo com alvenarias, observou-se que apenas segundo o sentido negativo da direcção X a exigência é superior à capacidade dos mecanismos frágeis, verificando-se deslocamentos-alvo menores aos deslocamentos associados à rotura por corte nos restantes sentidos/direcções do modelo.

Focando no modelo em que se considera as paredes de alvenaria, uma vez que este é o que mais se aproxima do comportamento real da estrutura quando sujeita a ação sísmica, e mais concretamente, no modelo com alvenarias segundo o sentido negativo da direcção X, tendo-se concluído que este não verifica a segurança em termos da capacidade dos mecanismos frágeis (exigência superior à capacidade), foi proposta no Capítulo 5 uma solução de reforço.

Com base nos resultados obtidos no Capítulo 4, no Capítulo 5 efectuou-se o reforço dos pilares em termos de resistência ao esforço transversal, mais concretamente, e essencialmente, dos pilares da base do edifício, dos pilares do 2º andar (andar onde ocorre a redução da secção dos pilares) e dos pilares do 4º andar (último andar do edifício). Para este efeito recorreu-se ao encamisamento destes elementos com mantas de CFRP, uma vez que se pretendia um reforço ao nível de resistência ao esforço transversal, não sendo necessário aumentar a resistência à flexão. Embora se tenha utilizado apenas 1 camada de reforço e a manta de menor espessura, concluiu-se que a resistência ao esforço transversal depois de reforçado o elemento ultrapassa consideravelmente o esforço transversal actuante, pelo que seria interessante avaliar uma outra solução de reforço com um custo global inferior e um aumento de resistência ao corte menor ao verificado utilizando o reforço mínimo por encamisamento com CFRP. De facto, as mantas de CFRP revelaram-se um material de reforço bastante eficaz, sendo possível atingir resistências significativas recorrendo a taxas geométricas de CFRP bastante baixas. Para além disso, esta técnica de reforço apresenta ainda a vantagem de ter um impacto mínimo na geometria do elemento.

De salientar que a identificação dos elementos do edifício a reforçar demonstra a vantagem de análises não lineares no âmbito da análise e reforço de estruturas existentes. No edifício em estudo, permitiram identificar claramente e de uma forma bastante localizada as deficiências da estrutura, permitindo com uma intervenção localizada, e por isso implicando menores custos, melhorar significativamente o desempenho sísmico da estrutura.

Por último, de referir que o conhecimento de todos os elementos do edifício, estruturais e não estruturais, é essencial para ajudar os projectistas na avaliação e reforço de edifícios existentes, tendo como objectivo reduzir a sua vulnerabilidade à acção sísmica e mitigar as consequências de um eventual sismo.

## 6.2 Desenvolvimentos futuros

A resposta sísmica que um edifício existente será tão mais previsível quanto maior for o grau de conhecimento do edifício em questão e maior for o rigor da análise utilizada na avaliação do edifício. Tendo como objectivo completar a análise sísmica e validar a solução de reforço proposta, sugerem-se, de seguida, alguns desenvolvimentos futuros.

Relativamente às características mecânicas dos materiais, recorreu-se à informação apresentada na memória descritiva do edifício. No entanto, seria adequada a realização de ensaios experimentais e inspecções *in situ* de forma a aferir com maior precisão as reais propriedades dos materiais e identificar eventuais deficiências em elementos estruturais.

Quanto ao tipo de análise utilizada na avaliação sísmica do edifício em estudo – uma análise estática não linear – poderá recorrer-se a uma metodologia de análise mais rigorosa, embora também mais complexa, baseada em análises dinâmicas não lineares.

O programa utilizado na avaliação do edifício em estudo, o SAP2000 V21.0.2 (CSI, 2019), apresenta algumas limitações. Tal como foi descrito em [35], também nesta dissertação não foi possível reproduzir o efeito da degradação de resistência após ser atingido o ponto correspondente à força máxima da curva de capacidade. No futuro, diferentes programas, tal como o OpenSees [60], o PERFORM-3D [61], ou o SeismoStruct [62], devem ser utilizados de modo a validar os resultados obtidos no programa SAP2000 V21.0.2 (CSI, 2019).

Existem ainda outras limitações no modelo numérico relacionadas com o facto de o SAP2000 V21.0 (CSI, 2019) não permitir modelar adequadamente a falta da aderência entre o aço e betão, típico nos elementos de betão armado com varões lisos. Este fenómeno só foi tido em conta apenas indirectamente no modelo, com a redução do comprimento de rótula plástica dos elementos.

Finalmente, a solução de reforço adoptada, embora a mínima possível, aumenta substancialmente a resistência dos elementos, de tal modo que ultrapassa com uma margem considerável a resistência necessária à verificação da segurança, pelo que se propõe a avaliação de outras soluções de reforço que se revelem mais adequadas do ponto de vista económico, técnico, económico e social.



## Referências

- [1] NP EN 1998-1 (2010) “Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”.
- [2] Ministério das Obras Públicas (1958) “Regulamento de Segurança das Construções contra os sismos”. Decreto-Lei 41658 Lisboa, Portugal
- [3] M. Afonso (2017) “Análise e Reforço Sísmico de um Edifício Antigo de Betão Armado da cidade de Lisboa”. Dissertação para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico – Universidade de Lisboa, Portugal.
- [4] J. P. Saraiva & J. Appleton (2006) “Avaliação da capacidade sísmica de edifícios de betão armado de acordo com o eurocódigo 8 – parte 3”. IV Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas (IV JPÉE). Lisboa, Portugal.
- [5] Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes (1983) “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado”. Decreto-Lei nº 349-C/83 Lisboa, Portugal
- [6] A. Furtado, H. Rodrigues, A. Arêde (2015) “Modelling of masonry infill walls participation in the seismic behavior of RC buildings using Opensees”. *International Journal of Advanced Structural Engineering*. 7, 117–127 (2015). <https://doi.org/10.1007/s40091-015-0086-5>
- [7] P. G. Asteris & D. M. Cotsovos (2012) “Numerical investigation of the effect of infill walls on the structural response of RC frames”. *The Open Construction and Building Technology* 6:164-181. DOI: 10.2174/1874836801206010164
- [8] F. Crisafulli (1997b) “Seismic behavior of reinforced concrete structures with masonry infills”. *University of Canterbury, Canterbury*.
- [9] R. Davis, P. Krishnan, D. Menon, A. Prasad (2004) “Effect of infill stiffness on seismic performance of multi-storey RC framed buildings in India”. Paper presented at the 13<sup>th</sup> world conference on earthquake engineering, Vancouver, BC, Canada.
- [10] D. Kakaletsis & C. Karayannis (2008) “Influence of masonry strength and openings on infilled R/C frames under cycling loading”. *J Earthquake Eng* 12:197-221.
- [11] G. Manfredi, P. Ricci, G. Verderame (2012) “Influence of infill panels and their distribution on seismic behavior of existing reinforced concrete buildings”. *The Open Construction and Building Technology* 6:236-253.
- [12] K. Mosalam, G. Ayala, R. White, C. Roth (1997) “Seismic fragility of RC frames with and without masonry infill walls”. *J Earthq Eng* 1:693-720.
- [13] NP EN 1998-3 (2017) “Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios”.
- [14] Ministério das Obras Públicas e Comunicações (1935) “Regulamento do Betão Armado” Dec. nº 25948 de 16710/1935.

- [15] J. Appleton (2013). “Estruturas de Betão – Volumes 1 e 2”. Edições Orion, Portugal.
- [16] D. Santos, M. Costa, M. Amorim, G. Marques (2015) “Projecto Base de um Edifício de Betão Armado na Avenida do Brasil, Lisboa”. Projecto para a disciplina “Estruturas de Edifícios”, Instituto Superior Técnico – Universidade de Lisboa, Portugal.
- [17] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, R. Park (1988) “*Theoretical stress-strain model for confined concrete*”. *ASCE Journal of Structural Engineering* 114 (8): 1804-1826.
- [18] R. Park & T. Paulay (1975) “*Reinforced concrete structures*”. J. Wiley, New York, USA. ISBN:9780471659174. <https://pt.scribd.com/doc/39656154/Reinforced-Concrete-Structures-R-Park-T-paulay>
- [19] ASCE 7-05 (2006) “*Minimum design loads for buildings and other structures (7-05) including Supplement No. 2.*” American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA. [https://www.waterboards.ca.gov/waterrights/water\\_issues/programs/bay\\_delta/california\\_waterfix/exhibits/docs/dd\\_jardins/DDJ-148%20ASCE%207-10.pdf](https://www.waterboards.ca.gov/waterrights/water_issues/programs/bay_delta/california_waterfix/exhibits/docs/dd_jardins/DDJ-148%20ASCE%207-10.pdf)
- [20] H. Rodrigues, H. Varum, A. Costa (2010) “*Simplified Macro-Model for Infill Masonry Panels*”. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(3), 390-416.
- [21] M. N. Fardis (2009) “*Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings: based on EN-Eurocode 8*”. Springer, Dordrecht
- [22] R. J. Mainstone (1971) “*On the stiffness and strengths of infilled frames*”. *Proceedings of the Institute of Civil Engineering, Supplement IV; 1971. P. 57-90.*
- [23] M. Mohammadi & F. Nikfar (2013) “*Strength and Stiffness of Masonry-Infilled Frames with Central Openings Based on Experimental Results*”. *Journal of Structural Engineering*. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000717](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000717)
- [24] H. Alwashali, Y. Suzuki, M. Maeda (2017) “*Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Buildings with Masonry Infill Wall*”. *The 16th World Conference of Earthquake Engineering, Chile.*
- [25] J. L. Dawe & C. K. Seah (1988) “*Lateral load resistance of masonry panel in flexible steel frames*”. *Proceedings of the eighth international brick and block masonry conference. Trinity College.*
- [26] New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) (2006) “*Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquakes*”. NZSEE, Wellington, New Zealand.
- [27] G. Al-Chaar, G. E. Lamb, M. A. Issa (2003) “*Effects of openings on structural performance of unreinforced masonry infilled frames*”. *ACI Special Publication. SP-211-12;247-261.*
- [28] T. B. Panagiotakos & M. N. Fardis (2001) “*Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate*”. *Aci Structural Journal*. <https://doi.org/10.14359/10181>
- [29] C. Palmeri (2019) “*Seismic performance assessment of old RC buildings in Lisbon*”.



- [30] CNR-DT 200 (2013) *“Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”*. [In Italian]
- [31] D. Celarec, P. Ricci, M. Dolsek (2012) *“The sensitivity of seismic response parameters of the uncertain modelling variables of masonry-infilled reinforced concrete frames”*. *Engineering Structures*, 35, pp. 165-177. Doi:10.1007/s10518-010-9241-3.
- [32] G. G. Deierlein, A. M. Reinhorn, M. R. Willford (2010) *“Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design – A Guide for Practicing Engineers. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4”*. Produced by the NEHRP Consultants Joint Venture for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, USA.
- [33] K. Beyer, S. Simonini, R. Constantin, A. Rutenberg (2014) *“Seismic shear distribution among interconnected cantilever walls of different lengths”*. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. <https://doi.org/10.1002/eqe.2403>
- [34] FEMA-356 (2000) *“FEMA 356 – Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”*. Federal Emergency Management Agency, USA.
- [35] Caltrans (2009) *“Caltrans Seismic Design Criteria – Version 1.5”*. Department of Engineering Services, California Department of Transportation, California, USA.
- [36] A. Belejo, R. Bento, C. Bhatt (2012) *“Comparison of different computer programs to predict the seismic performance of the SPEAR building by means of Pushover Analysis”*. In *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering – WCEE 2012*.
- [37] D. Santos (2016) *“Seismic Assessment of an Old Reinforced Concrete Building in the City of Lisbon”*. Thesis to obtain the Master’s degree in Civil Engineering, Instituto Superior Técnico – Universidade de Lisboa, Portugal.
- [38] T. Pauley, M. J. N. Priestley (1992) *“Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”*. ISBN: 978-0-471-54915-4. In John Wiley & Sons Inc.: New York.
- [39] H. Varum (2003). *“Seismic Assessment, Strengthening and Repair of Existing Buildings”*. Thesis to obtain the PhD in Civil Engineering, Universidade de Aveiro, Portugal.
- [40] C. Fernandes, J. Melo, H. Varum, A. Costa (2010) *“Comportamento cíclico de nós viga-pilar com armadura lisa”*. VI Congresso Internacional sobre Patologia y Recuperación de Estructuras, Córdoba (Argentina).
- [41] M. Dolsek & P. Fajfar (2008) *“The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame – a deterministic assessment”*. *Engineering Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.04.031>
- [42] J. S. Brazão Farinha & A. Correia dos Reis (1993) *“Tabelas Técnicas”*.
- [43] R. Bento et al. (2004) *“Avaliação Sísmica de Estruturas de Edifícios Com Base em Análises Estáticas Não Lineares”*. In *Sísmica 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, Lisboa.

- [44] ATC (1996) "ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, volumes 1 and 2". Applied Technology Council, 1,334, California, USA.
- [45] S. A. Freeman, J. P. Nicolletti, J. V. Tyrell (1975) "Evaluation of existing buildings for seismic risk – A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington." *Proceedings of U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Berkeley*, 113-122.
- [46] P. Fajfar & M. Fischinger "N2 – a method for nonlinear seismic analysis of regular buildings" *Proceedings of the 9<sup>th</sup> World Conference in Earthquake Engineering, 1988, Vol.5, 111-116, Tokyo-Kyoto, Japan*
- [47] M. Kreslin & P. Fajfar (2011) "The extended N2 method taking into account higher mode effects in elevation". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. <https://doi.org/10.1002/eqe.1104>
- [48] P. Fajfar et al. (2005) "Torsional Effects in Pushover -Based Seismic Analysis of Buildings". *Journal of Earthquake Engineering Vol. 09, No. 06, pp. 831-854*
- [49] M. Kreslin & P. Fajfar (2012) "The extended N2 method taking into account higher mode effects in elevation". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. <https://doi.org/10.1002/eqe.1104>
- [50] Bhatt C. (2012) "Seismic Assessment of existing Buildings using Nonlinear Static Procedures (NSPs) – A new 3D Pushover Procedure". *European PhD, Instituto Superior Técnico – Universidade de Lisboa, Portugal*.
- [51] M. Inel & H. B. Ozmen "Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings". *Engineering Structures, Vol. 28, n.11, pp.1494-1502, 2006*.
- [52] A. Cerovecki, I. Kraus, D. Moric (2018) "N2 building design method". *Gradevinar, Vol. 70 No. 06*. <https://doi.org/10.14256/JCE.2324.2018>
- [53] R. Couto, M. V. Requena-García-Cruz, R. Bento & A. Morales-Esteban (2020) "Seismic capacity and vulnerability assessment considering ageing effects: case study – three local Portuguese RC buildings". *Bulletin of Earthquake Engineering, Official Publication of the European Association for Earthquake Engineering*.
- [54] H. Varum et al. (2005) "Reforço Sísmico do Património Edificado em Betão Armado". 2º Seminário - A Intervenção No Património. Práticas de Conservação e Reabilitação.
- [55] M. Chambel (2017) "Avaliação de metodologias de reforço para a acção sísmica em estruturas de betão". Dissertação para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, Universidade de Lisboa, Portugal.
- [56] fib Bulletin 39 (2007) "Seismic bridge design and retrofit – structural solutions".
- [57] EN 1992-1-1 (2004) "Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings".

- [58] C. Caruso (2019). *“Definition of mitigation strategies for the seismic risk reduction of old RC residential buildings”*. Thesis specially prepared to obtain the PhD Degree in Civil Engineering, Instituto Superior Técnico – Universidade de Lisboa, Portugal.
- [59] fib bulletin 14, *“Externally bonded FRP reinforcement for RC structures”*. Internal Federation for Structural Concrete (fib), vol.14. p. 138, 2001.
- [60] F. McKenna, G. L. Fenves, M. H. Scott and B. Jeremic (2000) *“Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)”*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- [61] CSI (2009a) *PERFORM-3D*. Computers and Structures Inc. (CSI). Berkeley, California, USA.
- [62] Seismosoft (2011) *“SeismoStruct – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures”*.



# Anexos

## ANEXO A

### A.1 Numeração das vigas e dos eixos dos pilares

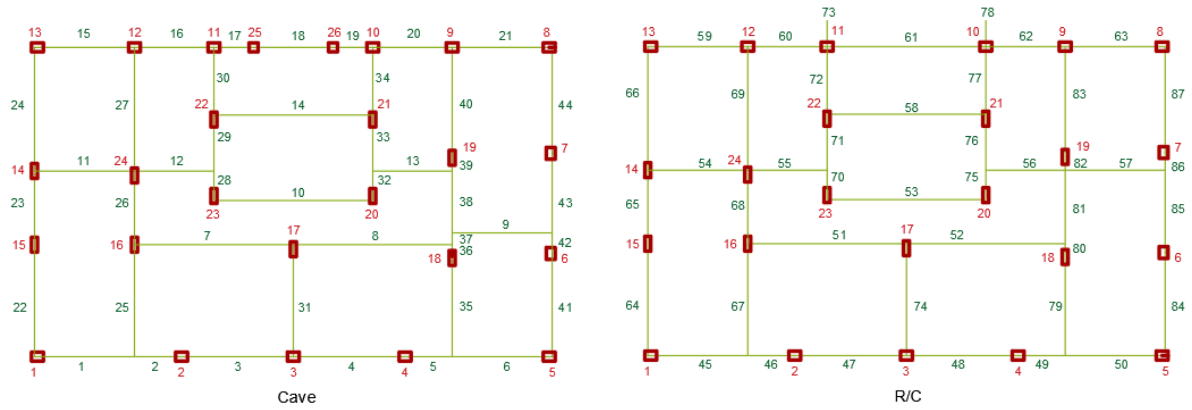


Figura 47- Numeração das vigas e dos eixos dos pilares da cave (esquerda), e do R/C (direita).

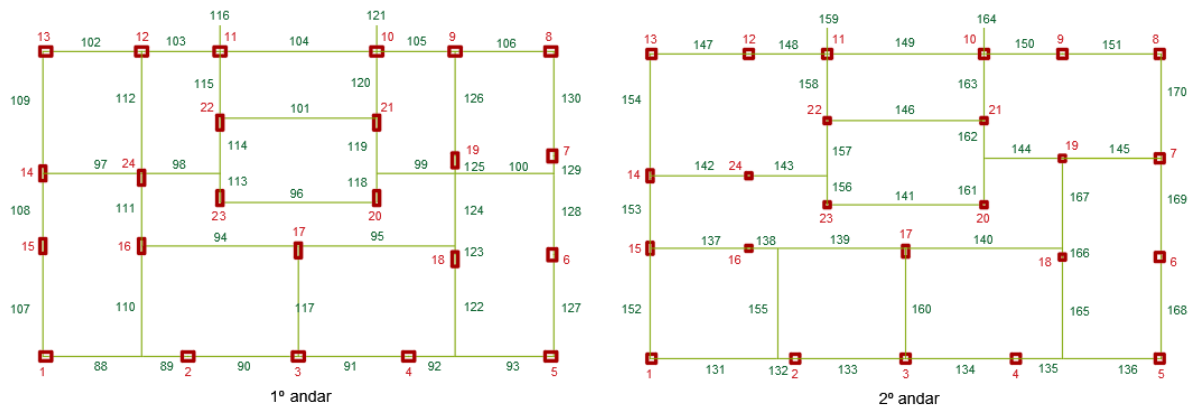


Figura 48 - Numeração das vigas e dos eixos dos pilares do 1º andar (esquerda), e do 2º andar (direita).

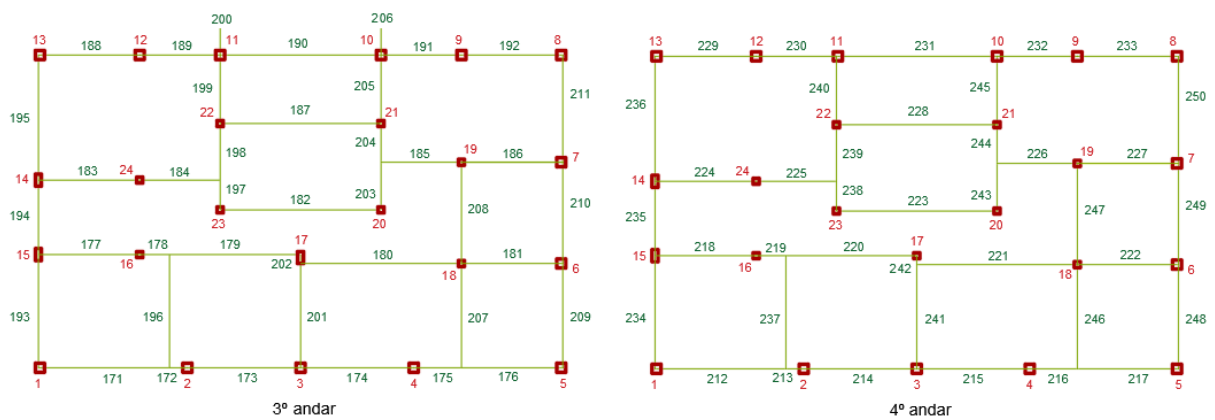


Figura 49- Numeração das vigas e dos eixos dos pilares do 3º andar (esquerda), e do 4º andar (direita).

## ANEXO B

### B.1 Pilares

Tabela 25 - Caracterização das secções dos pilares

Eixos	Andar	Tipo de secção	Largura [m]	Altura [m]	Comp. [m]	Armadura Longitudinal	$A_L$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_{tot}$ [%]	Armadura Transversal	$A_{sw,s}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$\rho_w$ [%]
1 8	Cave	C1	0,40	0,30	3,00	$((2\phi 3/4''+2\phi 7/8'')\times 2) + ((2\phi 3/4'')\times 2)$	38,32	3,19	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,04
2 9	R/C	C4	0,40	0,30	3,00	$((4\phi 3/4'')\times 2) + ((2\phi 3/4'')\times 2)$	34,20	2,85	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,04
3 10	1º andar	C4	0,40	0,30	3,00	$((4\phi 3/4'')\times 2) + ((2\phi 3/4'')\times 2)$	34,20	2,85	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,04
4 11	2º andar	C5	0,30	0,30	3,00	$((4\phi 1/2'')\times 2) + ((2\phi 1/2'')\times 2)$	15,20	1,69	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,05
5 12	3º andar	C5	0,30	0,30	3,00	$((4\phi 1/2'')\times 2) + ((2\phi 1/2'')\times 2)$	15,20	1,69	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,05
13	4º andar	C6	0,30	0,30	3,00	$((4\phi 5/16'')\times 2) + ((2\phi 5/16'')\times 2)$	5,94	0,66	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,05
	Cave	C2	0,30	0,40	3,00	$((4\phi 3/4'')\times 2) + ((2\phi 7/8'')\times 2)$	38,32	3,19	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,05
	R/C	C3	0,30	0,40	3,00	$((4\phi 3/4'')\times 2) + ((2\phi 3/4'')\times 2)$	34,20	2,85	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,05
6	1º andar	C3	0,30	0,40	3,00	$((4\phi 3/4'')\times 2) + ((2\phi 3/4'')\times 2)$	34,20	2,85	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,05
7	2º andar	C5	0,30	0,30	3,00	$((4\phi 1/2'')\times 2) + ((2\phi 1/2'')\times 2)$	15,20	1,69	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,05
	3º andar	C5	0,30	0,30	3,00	$((4\phi 1/2'')\times 2) + ((2\phi 1/2'')\times 2)$	15,20	1,69	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,05
	4º andar	C6	0,30	0,30	3,00	$((4\phi 5/16'')\times 2) + ((2\phi 5/16'')\times 2)$	5,94	0,66	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,05
	Cave	C7	0,20	0,50	3,00	$((4\phi 3/4'')\times 2) + ((2\phi 3/4'')\times 2)$	34,20	3,42	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,08
	R/C	C8	0,20	0,50	3,00	$((4\phi 3/4'')\times 2) + ((1\phi 3/4'')\times 2)$	28,50	2,85	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,08
14	1º andar	C8	0,20	0,50	3,00	$((4\phi 3/4'')\times 2) + ((1\phi 3/4'')\times 2)$	28,50	2,85	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,08
15	2º andar	C9	0,20	0,40	3,00	$((4\phi 5/8'')\times 2) + ((1\phi 5/8'')\times 2)$	19,79	2,47	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,08
	3º andar	C9	0,20	0,40	3,00	$((4\phi 5/8'')\times 2) + ((1\phi 5/8'')\times 2)$	19,79	2,47	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,08
	4º andar	C10	0,20	0,40	3,00	$((4\phi 5/16'')\times 2) + ((1\phi 5/16'')\times 2)$	4,95	0,62	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,08
	Cave	C7	0,20	0,50	3,00	$((4\phi 3/4'')\times 2) + ((2\phi 3/4'')\times 2)$	34,20	3,42	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,08
16 21	R/C	C8	0,20	0,50	3,00	$((4\phi 3/4'')\times 2) + ((1\phi 3/4'')\times 2)$	28,50	2,85	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,08
18 22	1º andar	C8	0,20	0,50	3,00	$((4\phi 3/4'')\times 2) + ((1\phi 3/4'')\times 2)$	28,50	2,85	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,08
19 23	2º andar	C11	0,20	0,20	3,00	$((4\phi 5/16'')\times 2) + ((2\phi 5/16'')\times 2)$	5,94	1,48	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,08
20 24	3º andar	C11	0,20	0,20	3,00	$((4\phi 5/16'')\times 2) + ((2\phi 5/16'')\times 2)$	5,94	1,48	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,08
	4º andar	C12	0,20	0,20	3,00	$((2\phi 5/16'')\times 2)$	1,98	0,49	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,08
	Cave	C13	0,20	0,50	3,00	$((5\phi 3/4'')\times 2) + ((2\phi 3/4'')\times 2)$	39,90	3,99	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,08
	R/C	C8	0,20	0,50	3,00	$((4\phi 3/4'')\times 2) + ((1\phi 3/4'')\times 2)$	28,50	2,85	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,08
17	1º andar	C8	0,20	0,50	3,00	$((4\phi 3/4'')\times 2) + ((1\phi 3/4'')\times 2)$	28,50	2,85	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,08
	2º andar	C9	0,20	0,40	3,00	$((4\phi 5/8'')\times 2) + ((1\phi 5/8'')\times 2)$	19,79	2,47	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,08
	3º andar	C9	0,20	0,40	3,00	$((4\phi 5/8'')\times 2) + ((1\phi 5/8'')\times 2)$	19,79	2,47	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,08
	4º andar	C12	0,20	0,20	3,00	$((2\phi 5/16'')\times 2)$	1,98	0,49	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,08
25	Cave	C14	0,30	0,30	3,00	$((2\phi 1/4'')\times 2)$	1,27	0,14	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,05
26	Cave	C14	0,30	0,30	3,00	$((2\phi 1/4'')\times 2)$	1,27	0,14	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,05
	Cobertura	C12	0,20	0,20	2,60	$((2\phi 5/16'')\times 2)$	1,98	0,49	$\phi 1/4''//0,20$	1,58	0,08

## B.2 Vigas

Tabela 26 - Caracterização das secções das vigas.

Vigas	Tipo de secção	Largura [m]	Altura [m]	Comp. [m]	Armadura longitudinal superior	$A_{L,sup}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_{L,sup}$ [%]	Armadura longitudinal inferior	$A_{L,inf}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_{L,inf}$ [%]	Armadura transversal	$A_{sw,s}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$\rho_w$ [%]
1, 45, 88, 6, 50, 93	B39	0,30	0,65	3,40	2φ5/16"	0,99	0,05	6φ5/8"	11,88	0,61	φ5/16"//0,25	1,98	0,07
2, 46, 89, 5, 49, 92	B39	0,30	0,65	1,60	2φ5/16"	0,99	0,05	6φ5/8"	11,88	0,61	φ5/16"//0,25	1,98	0,07
3, 47, 90, 4, 48, 91	B37	0,30	0,65	3,80	2φ5/16"	0,99	0,05	5φ1/2"	6,33	0,32	φ1/4"//0,20	1,58	0,05
7, 51, 94, 8, 52, 95	B35	0,15	0,65	5,40	2φ5/16"	0,99	0,10	4φ5/8"	7,92	0,81	φ1/4"//0,20	1,58	0,11
10, 53, 96	B9	0,20	0,65	5,40	2φ1/4"	0,63	0,05	3φ3/8"	2,14	0,18	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
9, 11, 54, 97	B7	0,15	0,65	3,40	2φ1/4"	0,63	0,06	3φ3/8"	2,14	0,22	φ7/32"//0,25	0,49	0,03
12, 55, 98, 13, 56, 99	B8	0,20	0,25	2,70	2φ1/4"	0,63	0,13	3φ3/8"	2,14	0,43	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
14, 58, 101	B9	0,20	0,60	5,40	2φ1/4"	0,63	0,05	3φ3/8"	2,14	0,18	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
15, 59, 102	B27	0,30	0,65	3,40	2φ5/16"	0,99	0,05	3φ3/8"	2,14	0,11	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
16, 60, 103	B27	0,30	0,65	2,70	2φ5/16"	0,99	0,05	3φ3/8"	2,14	0,11	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
17, 19	B32	0,20	0,30	1,35	2φ5/16"	0,99	0,16	4φ1/2"	5,07	0,84	φ1/4"//0,20	1,58	0,08
18	B32	0,20	0,30	2,70	2φ5/16"	0,99	0,16	4φ1/2"	5,07	0,84	φ1/4"//0,20	1,58	0,08
20, 62, 105	B27	0,30	0,65	2,70	2φ5/16"	0,99	0,05	3φ3/8"	2,14	0,11	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
21, 63, 106	B27	0,30	0,65	3,40	2φ5/16"	0,99	0,05	3φ3/8"	2,14	0,11	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
22, 64, 107	B10	0,20	0,65	3,80	2φ1/4"	0,63	0,05	3φ3/8"	2,14	0,16	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
23, 65, 108	B10	0,20	0,65	2,50	2φ1/4"	0,63	0,05	3φ3/8"	2,14	0,16	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
24, 66, 109	B16	0,20	0,65	4,20	2φ1/4"	0,63	0,05	4φ3/8"	2,85	0,22	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
25, 67, 110	B14	0,15	0,65	3,80	2φ1/4"	0,63	0,06	4φ3/8"	2,85	0,29	φ7/32"//0,25	0,49	0,03
26, 68, 111	B14	0,15	0,65	2,50	2φ1/4"	0,63	0,06	4φ3/8"	2,85	0,29	φ7/32"//0,25	0,49	0,03
27	B40	0,15	0,65	4,20	2φ5/8"	3,96	0,41	3φ5/8"	5,94	0,61	φ7/32"//0,25	0,49	0,03
28, 32, 70, 75, 113, 118	B9	0,20	0,60	1,00	2φ1/4"	0,63	0,05	3φ3/8"	2,14	0,18	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
29, 33, 71, 76, 114, 119	B9	0,20	0,60	1,90	2φ1/4"	0,63	0,05	3φ3/8"	2,14	0,18	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
30, 34, 72, 77, 115, 120	B18	0,15	0,65	2,30	2φ1/4"	0,63	0,06	3φ5/8"	5,94	0,61	φ7/32"//0,25	0,49	0,03
31, 74, 117	B12	0,15	0,65	3,80	2φ1/4"	0,63	0,06	2φ5/8"	3,96	0,41	φ7/32"//0,25	0,49	0,03
35, 79, 122	B14	0,15	0,65	3,50	2φ1/4"	0,63	0,06	4φ3/8"	2,85	0,29	φ7/32"//0,25	0,49	0,03
36, 80, 123	B14	0,15	0,65	0,30	2φ1/4"	0,63	0,06	4φ3/8"	2,85	0,29	φ7/32"//0,25	0,49	0,03
37	B14	0,15	0,65	0,40	2φ1/4"	0,63	0,06	4φ3/8"	2,85	0,29	φ7/32"//0,25	0,49	0,03
38	B14	0,15	0,65	2,10	2φ1/4"	0,63	0,06	4φ3/8"	2,85	0,29	φ7/32"//0,25	0,49	0,03
39, 82, 125	B14	0,15	0,65	0,60	2φ1/4"	0,63	0,06	4φ3/8"	2,85	0,29	φ7/32"//0,25	0,49	0,03
40, 83, 126	B40	0,15	0,65	3,60	2φ5/8"	3,96	0,41	3φ5/8"	5,94	0,61	φ7/32"//0,25	0,49	0,03
41, 84, 127	B31	0,30	0,65	3,50	2φ5/16"	0,99	0,05	5φ3/8"	3,56	0,18	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
42	B31	0,30	0,65	0,70	2φ5/16"	0,99	0,05	5φ3/8"	3,56	0,18	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
43	B31	0,30	0,65	2,70	2φ5/16"	0,99	0,05	5φ3/8"	3,56	0,18	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
44, 87, 130	B31	0,30	0,65	3,60	2φ5/16"	0,99	0,05	5φ3/8"	3,56	0,18	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
57, 100	B7	0,15	0,65	3,40	2φ1/4"	0,63	0,06	3φ3/8"	2,14	0,22	φ1/4"//0,20	1,58	0,11
61, 104, 149, 190	B32	0,20	0,30	5,40	2φ5/16"	0,99	0,16	4φ1/2"	5,07	0,84	φ1/4"//0,20	1,58	0,08
69, 112	B18	0,15	0,65	4,20	2φ1/4"	0,63	0,06	3φ5/8"	5,94	0,61	φ7/32"//0,25	0,49	0,03
73, 78, 116, 121	B42	0,20	0,20	0,90	3φ3/4"	8,55	2,14	3φ3/4"	8,55	2,14	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
81, 124	B2	0,15	0,65	2,50	2φ1/4"	0,63	0,06	2φ3/8"	1,43	0,15	φ7/32"//0,25	0,49	0,03

85, 128	B27	0,30	0,65	2,80	2φ5/16"	0,99	0,05	3φ3/8"	2,14	0,11	φ1/4"/0,25	1,27	0,04
86, 129	B27	0,30	0,65	0,60	2φ5/16"	0,99	0,05	3φ3/8"	2,14	0,11	φ1/4"/0,25	1,27	0,04
131, 171	B39	0,30	0,65	4,40	2φ5/16"	0,99	0,05	6φ5/8"	11,88	0,61	φ5/16"/0,25	1,98	0,07
132, 172	B39	0,30	0,65	0,60	2φ5/16"	0,99	0,05	6φ5/8"	11,88	0,61	φ5/16"/0,25	1,98	0,07
133, 134, 173, 174	B37	0,30	0,65	3,80	2φ5/16"	0,99	0,05	5φ1/2"	6,33	0,32	φ1/4"/0,20	1,58	0,05
135, 175	B39	0,30	0,65	1,60	2φ5/16"	0,99	0,05	6φ5/8"	11,88	0,61	φ5/16"/0,25	1,98	0,07
136, 176	B39	0,30	0,65	3,40	2φ5/16"	0,99	0,05	6φ5/8"	11,88	0,61	φ5/16"/0,25	1,98	0,07
137, 177	B28	0,15	0,65	3,40	2φ5/16"	0,99	0,10	4φ3/8"	2,85	0,29	φ1/4"/0,20	1,58	0,11
138, 178, 219	B33	0,15	0,50	1,00	2φ5/16"	0,99	0,13	3φ3/4"	8,55	1,14	φ5/16"/0,15	1,98	0,13
139, 179, 220	B33	0,15	0,50	4,40	2φ5/16"	0,99	0,13	3φ3/4"	8,55	1,14	φ5/16"/0,15	1,98	0,13
140, 180, 221	B34	0,15	0,50	5,40	2φ5/16"	0,99	0,13	4φ5/8"	7,92	1,06	φ1/4"/0,20	1,58	0,11
141, 182	B21	0,20	0,65	5,40	2φ1/4"	0,63	0,05	6φ3/8"	4,28	0,33	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
142, 145	B24	0,20	0,40	3,40	2φ3/8"	1,43	0,18	2φ7/16"+2φ1/2"	4,47	0,56	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
143, 184, 225	B41	0,20	0,30	2,70	2φ7/16"	1,94	0,32	2φ7/16"+3φ3/8"	4,08	0,68	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
144, 185, 226	B41	0,20	0,30	2,70	2φ7/16"	1,94	0,32	2φ7/16"+3φ3/8"	4,08	0,68	φ1/4"/0,20	1,58	0,08
146, 187	B21	0,20	0,65	5,40	2φ1/4"	0,63	0,05	6φ3/8"	4,28	0,33	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
147, 188	B27	0,30	0,65	3,40	2φ5/16"	0,99	0,05	3φ3/8"	2,14	0,11	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
148, 189 150, 191	B27	0,30	0,65	2,70	2φ5/16"	0,99	0,05	3φ3/8"	2,14	0,11	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
151, 192	B27	0,30	0,65	3,40	2φ5/16"	0,99	0,05	3φ3/8"	2,14	0,11	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
152, 193	B10	0,20	0,65	3,80	2φ1/4"	0,63	0,05	3φ3/8"	2,14	0,16	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
153, 194	B3	0,20	0,65	2,50	2φ1/4"	0,63	0,05	3φ1/4"	0,95	0,07	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
154, 195	B16	0,20	0,65	4,20	2φ1/4"	0,63	0,05	4φ3/8"	2,85	0,22	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
155, 196 160, 201	B14	0,15	0,65	3,80	2φ1/4"	0,63	0,06	4φ3/8"	2,85	0,29	φ7/32"/0,25	0,49	0,03
156, 162, 197, 204	B10	0,20	0,65	1,00	2φ1/4"	0,63	0,05	3φ3/8"	2,14	0,16	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
157, 161, 203	B10	0,20	0,65	1,90	2φ1/4"	0,63	0,05	3φ3/8"	2,14	0,16	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
158, 163, 199, 205	B2	0,15	0,65	2,30	2φ1/4"	0,63	0,06	2φ3/8"	1,43	0,15	φ7/32"/0,25	0,49	0,03
159, 164, 200, 206	B42	0,20	0,20	0,90	3φ3/4"	8,55	2,14	3φ3/4"	8,55	2,14	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
165, 207	B43	0,15	0,65	3,50	2φ1/4"	0,63	0,06	3φ1/2"	3,80	0,39	φ1/4"/0,20	1,58	0,11
166	B2	0,15	0,65	0,30	2φ1/4"	0,63	0,06	2φ3/8"	1,43	0,15	φ7/32"/0,25	0,49	0,03
167	B2	0,15	0,65	3,10	2φ1/4"	0,63	0,06	2φ3/8"	1,43	0,15	φ7/32"/0,25	0,49	0,03
168, 209	B31	0,30	0,65	3,50	2φ5/16"	0,99	0,05	5φ3/8"	3,56	0,18	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
169, 210	B25	0,30	0,65	3,40	2φ5/16"	0,99	0,05	2φ3/8"	1,43	0,07	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
170, 211	B31	0,30	0,65	3,60	2φ5/16"	0,99	0,05	5φ3/8"	3,56	0,18	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
179	B33	0,15	0,50	1,40	2φ5/16"	0,99	0,13	3φ3/4"	8,55	1,14	φ5/16"/0,15	1,98	0,13
181, 222	B23	0,15	0,40	3,40	2φ3/8"	1,43	0,24	3φ3/8"	2,14	0,36	φ1/4"/0,20	1,58	0,11
183	B14	0,15	0,65	3,40	2φ1/4"	0,63	0,06	4φ3/8"	2,85	0,29	φ7/32"/0,25	0,49	0,03
186	B14	0,15	0,65	3,40	2φ1/4"	0,63	0,06	4φ3/8"	2,85	0,29	φ1/4"/0,20	1,58	0,11
198	B10	0,20	0,65	1,90	2φ1/4"	0,63	0,05	3φ3/8"	2,14	0,16	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
202	B14	0,15	0,65	0,30	2φ1/4"	0,63	0,06	4φ3/8"	2,85	0,29	φ7/32"/0,25	0,49	0,03
208	B2	0,15	0,65	3,40	2φ1/4"	0,63	0,06	2φ3/8"	1,43	0,15	φ7/32"/0,25	0,49	0,03
212	B36	0,30	0,50	4,4	2φ5/16"	0,99	0,07	5φ1/2"	6,33	0,42	φ1/4"/0,20	1,58	0,05
213	B36	0,30	0,50	0,6	2φ5/16"	0,99	0,07	5φ1/2"	6,33	0,42	φ1/4"/0,20	1,58	0,05
214, 215	B30	0,30	0,50	3,80	2φ5/16"	0,99	0,07	5φ3/8"	3,56	0,24	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
216	B38	0,30	0,50	1,60	2φ5/16"	0,99	0,07	7φ1/2"	8,87	0,59	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
217	B38	0,30	0,50	3,40	2φ5/16"	0,99	0,07	7φ1/2"	8,87	0,59	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
218	B26	0,15	0,50	3,40	2φ5/16"	0,99	0,13	3φ3/8"	2,14	0,29	φ1/4"/0,20	1,58	0,11
223, 228	B44	0,20	0,50	5,40	2φ1/4"	0,63	0,06	4φ5/8"	7,92	0,79	φ7/32"/0,25	0,49	0,02
224, 227	B11	0,15	0,50	3,40	2φ1/4"	0,63	0,08	4φ5/16"	1,98	0,26	φ7/32"/0,25	0,49	0,03
229, 233	B13	0,30	0,50	3,40	2φ1/4"	0,63	0,04	4φ5/16"	1,98	0,13	φ7/32"/0,25	0,49	0,02



230, 232	B13	0,30	0,50	2,70	2φ1/4"	0,63	0,04	4φ5/16"	1,98	0,13	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
231	B20	0,30	0,50	5,40	2φ1/4"	0,63	0,04	4φ1/2"	5,07	0,34	φ1/4"//0,20	1,58	0,05
234	B4	0,20	0,50	3,80	2φ1/4"	0,63	0,06	2φ3/8"	1,43	0,14	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
235	B4	0,20	0,50	2,50	2φ1/4"	0,63	0,06	2φ3/8"	1,43	0,14	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
236	B15	0,20	0,50	4,20	2φ1/4"	0,63	0,06	4φ3/8"	2,85	0,29	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
237	B11	0,15	0,50	3,80	2φ1/4"	0,63	0,08	4φ5/16"	1,98	0,26	φ7/32"//0,25	0,49	0,03
238	B22	0,20	0,50	1,0	2φ1/4"	0,63	0,06	5φ1/2"	6,33	0,63	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
239	B22	0,20	0,50	1,90	2φ1/4"	0,63	0,06	5φ1/2"	6,33	0,63	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
240, 245	B1	0,15	0,50	2,30	2φ1/4"	0,63	0,08	2φ3/8"	1,43	0,19	φ7/32"//0,25	0,49	0,03
241	B11	0,15	0,50	3,50	2φ1/4"	0,63	0,08	4φ5/16"	1,98	0,26	φ7/32"//0,25	0,49	0,03
242	B11	0,15	0,50	0,30	2φ1/4"	0,63	0,08	4φ5/16"	1,98	0,26	φ7/32"//0,25	0,49	0,03
243	B22	0,20	0,50	1,60	2φ1/4"	0,63	0,06	5φ1/2"	6,33	0,63	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
244	B22	0,20	0,50	1,30	2φ1/4"	0,63	0,06	5φ1/2"	6,33	0,63	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
246	B6	0,15	0,50	3,50	2φ1/4"	0,63	0,08	3φ3/8"	2,14	0,29	φ7/32"//0,25	0,49	0,03
247	B1	0,15	0,50	3,40	2φ1/4"	0,63	0,08	2φ3/8"	1,43	0,19	φ7/32"//0,25	0,49	0,03
248	B17	0,30	0,50	3,50	2φ1/4"	0,63	0,04	4φ3/8"	2,85	0,19	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
249	B5	0,30	0,50	3,40	2φ1/4"	0,63	0,04	4φ1/4"	1,27	0,08	φ1/4"//0,25	1,27	0,04
250	B19	0,30	0,50	3,60	2φ1/4"	0,63	0,04	5φ3/8"	3,56	0,24	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
251, 252	B44	0,20	0,50	2,65	2φ1/4"	0,63	0,06	4φ5/8"	7,92	0,79	φ7/32"//0,25	0,49	0,02
253, 254	B22	0,20	0,50	5,15	2φ1/4"	0,63	0,06	5φ1/2"	6,33	0,63	φ7/32"//0,25	0,49	0,02

## ANEXO C

### C.1. Identificação das paredes de alvenaria modeladas e numeração das respectivas escoras

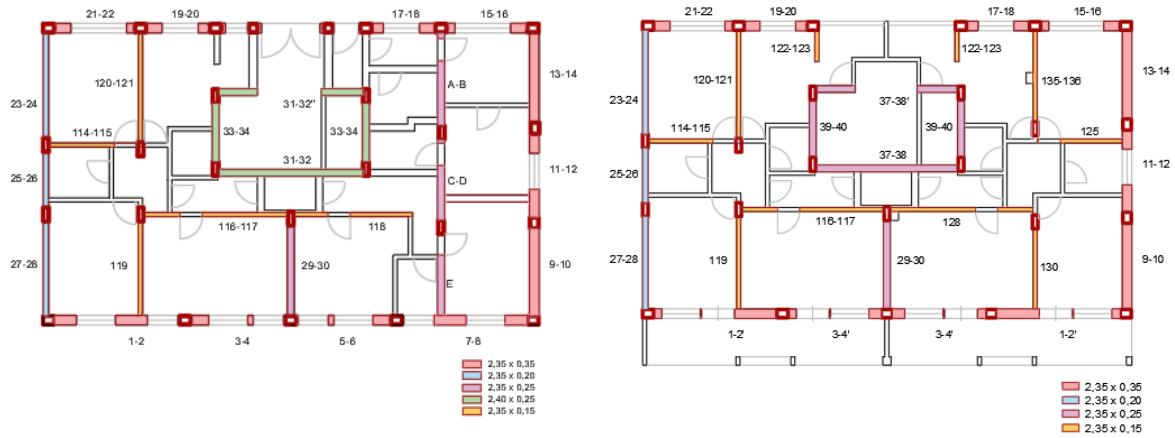


Figura 50 - Cave (esquerda), e R/C (direita).

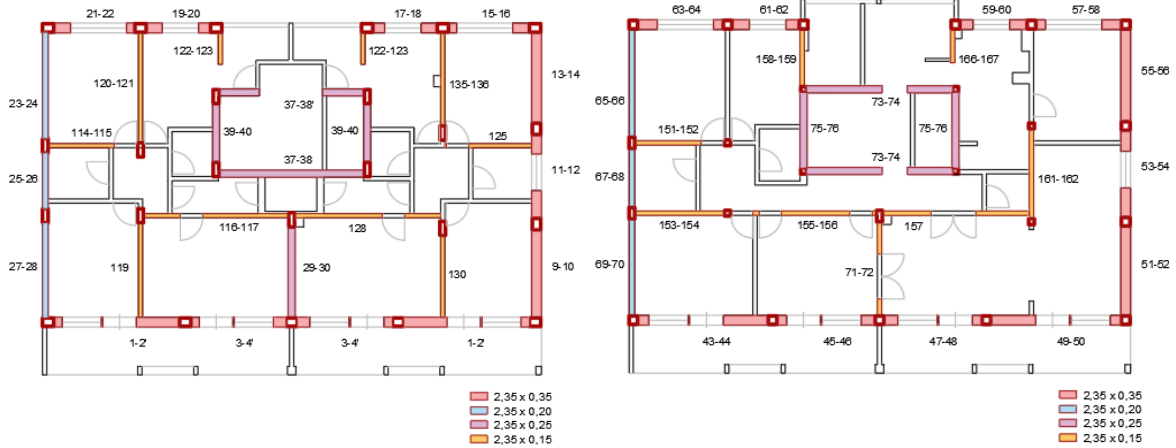


Figura 51 - 1º andar (esquerda), e 2º andar (direita).

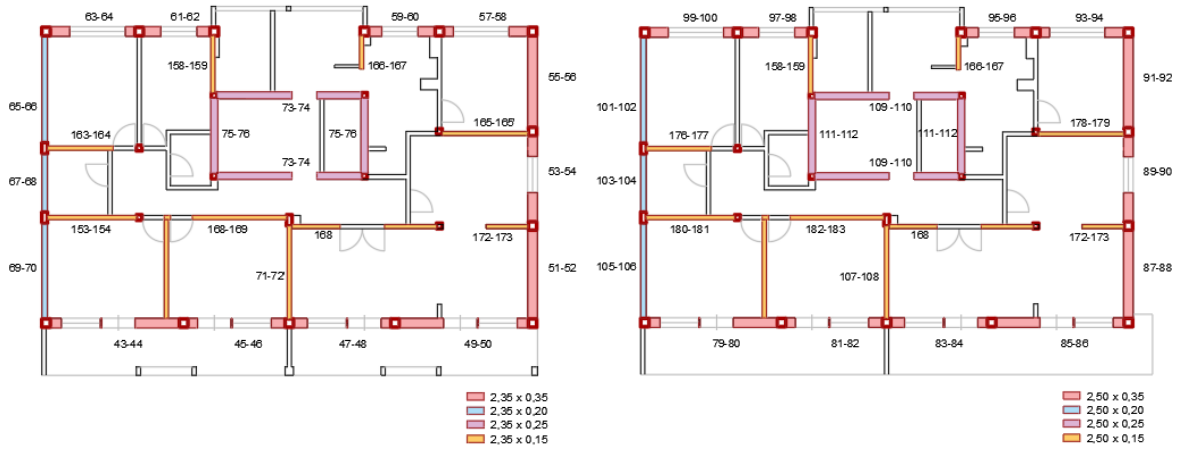
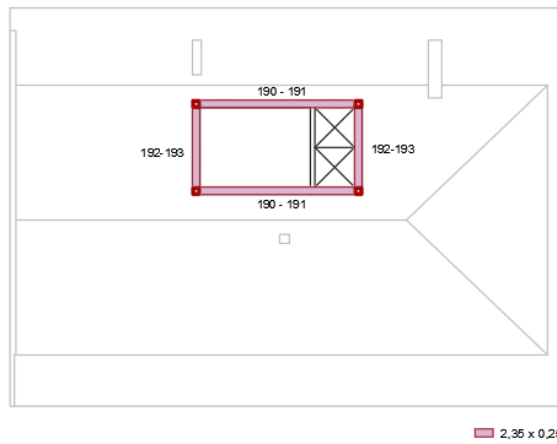


Figura 52 - 3º andar (esquerda), e 4º andar (direita).



*Figura 53 - Cobertura.*

## C.2. Factores de redução, largura e espessura das escoras

Tabela 27 - Factores de redução, largura e espessura das escoras.

Tirantes	$\lambda_{op}$	$b_w$ [m]	$t_w$ [m]	Tirantes	$\lambda_{op}$	$b_w$ [m]	$t_w$ [m]	Tirantes	$\lambda_{op}$	$b_w$ [m]	$t_w$ [m]
1-2	0,66	0,38	0,35	130	1,00	0,47	0,15	164	0,69	0,26	0,15
3-4	0,56	0,26	0,35	135	1,00	0,51	0,15	165	1,00	0,37	0,15
5-6	0,56	0,26	0,35	136	1,00	0,47	0,15	165'	1,00	0,43	0,15
7-8	0,66	0,38	0,35	43-44	0,50	0,27	0,35	168	0,62	0,34	0,15
9	1,00	0,41	0,35	45-46	0,37	0,16	0,35	169	0,62	0,37	0,15
10	1,00	0,44	0,35	47-48	0,37	0,16	0,35	172	0,34	0,13	0,15
11-12	0,35	0,31	0,35	49-50	0,50	0,27	0,35	173	0,34	0,15	0,15
13	1,00	0,45	0,35	51-52	1,00	0,41	0,35	79-80	0,53	0,28	0,35
14	1,00	0,42	0,35	53-54	0,73	0,29	0,35	81-82	0,40	0,17	0,35
15-16	0,58	0,24	0,35	55-56	1,00	0,42	0,35	83-84	0,40	0,17	0,35
17-18	0,65	0,24	0,35	57-58	0,60	0,24	0,35	85-86	0,53	0,28	0,35
19-20	0,65	0,24	0,35	59-60	0,66	0,23	0,35	87-88	1,00	0,41	0,35
21-22	0,58	0,24	0,35	61-62	0,66	0,23	0,35	89-90	0,75	0,30	0,35
23	1,00	0,50	0,20	63-64	0,60	0,24	0,35	91-92	1,00	0,42	0,35
24	1,00	0,55	0,20	65	1,00	0,52	0,20	93-94	0,62	0,25	0,35
25-26	1,00	0,37	0,20	66	1,00	0,49	0,20	95-96	0,68	0,24	0,35
27	1,00	0,50	0,20	67-68	1,00	0,36	0,20	97-98	0,68	0,24	0,35
28	1,00	0,46	0,20	69	1,00	0,45	0,20	99-100	0,62	0,25	0,35
29	1,00	0,44	0,25	70	1,00	0,48	0,20	101	1,00	0,51	0,20
30	1,00	0,48	0,25	71	0,39	0,18	0,15	102	1,00	0,49	0,20
31-32	0,71	0,41	0,25	72	0,39	0,19	0,15	103-104	1,00	0,36	0,20
31'-32'	0,38	0,22	0,25	73-74	0,71	0,38	0,25	105	1,00	0,45	0,20
33-34	1,00	0,37	0,25	75-76	1,00	0,32	0,25	106	1,00	0,48	0,20
114-115	0,69	0,28	0,15	151	0,71	0,29	0,15	107	1,00	0,39	0,15
116-117	0,80	0,49	0,15	152	0,71	0,27	0,15	108	1,00	0,46	0,15
118	0,58	0,36	0,15	153	0,69	0,28	0,15	109-110	0,71	0,37	0,25
119	1,00	0,51	0,15	154	0,69	0,26	0,15	111-112	1,00	0,32	0,25
120	1,00	0,58	0,15	155	0,46	0,25	0,15	176	0,70	0,29	0,15
121	1,00	0,53	0,15	156	0,46	0,27	0,15	177	0,70	0,27	0,15
122	0,41	0,16	0,15	157	0,62	0,37	0,15	178	1,00	0,37	0,15
123	0,41	0,15	0,15	158	1,00	0,29	0,15	179	1,00	0,43	0,15
1'-2'	0,49	0,28	0,35	159	1,00	0,34	0,15	180	1,00	0,40	0,15
3'-4'	0,36	0,17	0,35	161-162	1,00	0,39	0,15	181	1,00	0,38	0,15
5-6'	0,36	0,17	0,35	166	0,44	0,13	0,15	182-183	0,64	0,35	0,15
7-8'	0,49	0,28	0,35	167	0,44	0,15	0,15	187	1,00	0,30	0,15
37-28	0,71	0,41	0,25	71'	1,00	0,46	0,15	188	1,00	0,35	0,15
39-40	1,00	0,37	0,25	72'	1,00	0,48	0,15	190-191	0,78	0,43	0,20
128	1,00	0,63	0,15	163	0,69	0,28	0,15	192-193	1,00	0,33	0,20

### C.3. Relação tensão-deformação das escoras

Tabela 28 - Relação tensão-deformação das escoras.

Escoras		$\sigma$ [KPa]	$\epsilon$ [m]	Escoras		$\sigma$ [KPa]	$\epsilon$ [m]	Escoras		$\sigma$ [KPa]	$\epsilon$ [m]
1-2 7-8	A	32	2,0E-03	30	A	31	1,6E-03	E	A	31	1,5E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2466	-1,2E-04		C	-2357	-1,6E-04		C	-2363	-1,8E-04
	D	-3206	-2,0E-03		D	-3063	-1,6E-03		D	-3071	-1,5E-03
	E	-64	-5,0E-03		E	-61	-5,7E-03		E	-61	-6,1E-03
3-4 5-6	A	32	1,7E-03	31-32	A	36	2,3E-03	1-2' 7-8'	A	32	2,0E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2499	-1,6E-04		C	-2786	-1,0E-04		C	-2466	-1,2E-04
	D	-3248	-1,7E-03		D	-3622	-2,3E-03		D	-3206	-2,0E-03
	E	-65	-5,7E-03		E	-72	-5,0E-03		E	-64	-5,0E-03
9	A	34	1,7E-03	31-32'	A	36	2,3E-03	3-4' 5-6'	A	32	1,7E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2653	-1,7E-04		C	-2786	-1,0E-04		C	-2499	-1,6E-04
	D	-3449	-1,7E-03		D	-3622	-2,3E-03		D	-3248	-1,7E-03
	E	-69	-6,0E-03		E	-72	-5,0E-03		E	-65	-5,7E-03
10	A	33	1,6E-03	33-34	A	31	1,2E-03	37-38	A	36	2,3E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2505	-1,7E-04		C	-2382	-2,6E-04		C	-2765	-1,0E-04
	D	-3256	-1,6E-03		D	-3096	-1,2E-03		D	-3594	-2,3E-03
	E	-65	-5,9E-03		E	-62	-7,8E-03		E	-72	-4,9E-03
11-12	A	33	1,6E-03	114- 115	A	35	1,8E-03	39-40	A	31	1,2E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2508	-1,8E-04		C	-2691	-1,7E-04		C	-2367	-2,5E-04
	D	-3260	-1,6E-03		D	-3498	-1,8E-03		D	-3077	-1,2E-03
	E	-65	-6,1E-03		E	-70	-6,0E-03		E	-62	-7,7E-03
13	A	33	1,7E-03	116- 117	A	34	2,2E-03	128	A	34	2,2E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2502	-1,6E-04		C	-2627	-1,0E-04		C	-2621	-9,9E-05
	D	-3253	-1,7E-03		D	-3415	-2,2E-03		D	-3408	-2,2E-03
	E	-65	-5,8E-03		E	-68	-4,8E-03		E	-68	-4,8E-03
14	A	34	1,8E-03	118	A	34	2,2E-03	130	A	29	1,4E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2651	-1,6E-04		C	-2621	-9,9E-05		C	-2245	-1,8E-04
	D	-3446	-1,8E-03		D	-3408	-2,2E-03		D	-2919	-1,4E-03
	E	-69	-5,9E-03		E	-68	-4,8E-03		E	-58	-6,0E-03
15-16 21-22	A	33	1,6E-03	119	A	29	1,5E-03	135	A	29	1,5E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2510	-1,8E-04		C	-2236	-1,6E-04		C	-2237	-1,6E-04
	D	-3263	-1,6E-03		D	-2907	-1,5E-03		D	-2908	-1,5E-03
	E	-65	-6,2E-03		E	-58	-5,5E-03		E	-58	-5,6E-03
17-18 19-20	A	33	1,4E-03	120	A	29	1,7E-03	136	A	32	1,7E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2515	-2,3E-04		C	-2222	-1,3E-04		C	-2433	-1,6E-04
	D	-3270	-1,4E-03		D	-2888	-1,7E-03		D	-3163	-1,7E-03
	E	-65	-7,2E-03		E	-58	-5,1E-03		E	-63	-5,7E-03
23	A	32	1,8E-03	121	A	31	1,8E-03	43-44 49-50	A	35	2,2E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2491	-1,4E-04		C	-2416	-1,3E-04		C	-2683	-1,1E-04
	D	-3239	-1,8E-03		D	-3141	-1,8E-03		D	-3488	-2,2E-03
	E	-65	-5,4E-03		E	-63	-5,2E-03		E	-70	-5,1E-03
24	A	30	1,7E-03	122	A	29	1,1E-03	45-46 47-48	A	35	1,9E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2291	-1,4E-04		C	-2248	-2,7E-04		C	-2721	-1,5E-04
	D	-2978	-1,7E-03		D	-2922	-1,1E-03		D	-3537	-1,9E-03
	E	-60	-5,2E-03		E	-58	-7,9E-03		E	-71	-5,8E-03
25-26	A	30	1,2E-03	123	A	32	1,2E-03	51-52	A	35	1,8E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2313	-2,7E-04		C	-2445	-2,7E-04		C	-2729,2	-1,7E-04
	D	-3007	-1,2E-03		D	-3178	-1,2E-03		D	-3548	-1,8E-03
	E	-60	-7,9E-03		E	-64	-8,0E-03		E	-71	-6,0E-03
27	A	30	1,6E-03	A	A	31	1,6E-03	53-54	A	36	1,8E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2301	-1,6E-04		C	-2354	-1,6E-04		C	-2732	-1,7E-04
	D	-2991	-1,6E-03		D	-3060	-1,6E-03		D	-3551	-1,8E-03
	E	-60	-5,6E-03		E	-61	-5,6E-03		E	-71	-6,1E-03
28	A	33	1,7E-03	B	A	33	1,7E-03	55-56	A	35	1,8E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2503	-1,6E-04		C	-2560	-1,6E-04		C	-2727	-1,6E-04
	D	-3253	-1,7E-03		D	-3328	-1,7E-03		D	-3545	-1,8E-03
	E	-65	-5,7E-03		E	-67	-5,8E-03		E	-71	-5,9E-03
29	A	33	1,7E-03	C-D	A	31	1,5E-03	57-58 63-64	A	36	1,8E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2563	-1,6E-04		C	-2364	-1,8E-04		C	-2733	-1,7E-04
	D	-3332	-1,7E-03		D	-3073	-1,5E-03		D	-3553	-1,8E-03
	E	-67	-5,9E-03		E	-61	-6,1E-03		E	-71	-6,2E-03

Tabela 29 - Relação tensão-deformação das escoras.

Tirantes		$\sigma$ [KPa]	$\epsilon$ [m]	Tirantes		$\sigma$ [KPa]	$\epsilon$ [m]	Tirantes		$\sigma$ [KPa]	$\epsilon$ [m]
59-60 61-62	A	36	1,5E-03	156	A	36	2,3E-03	172	A	40	1,9E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2742	-2,2E-04		C	-2747	-1,1E-04		C	-3049	-1,9E-04
	D	-3565	-1,5E-03		D	-3572	-2,3E-03		D	-3964	-1,9E-03
	E	-71	-7,2E-03		E	-71	-5,0E-03		E	-79	-6,7E-03
65	A	32	1,8E-03	157	A	36	2,3E-03	173	A	34	1,6E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2448	-1,4E-04		C	-2747	-1,1E-04		C	-2593	-1,9E-04
	D	-3182	-1,8E-03		D	-3571	-2,3E-03		D	-3371	-1,6E-03
	E	-64	-5,3E-03		E	-71	-5,0E-03		E	-67	-6,4E-03
66	A	33	1,9E-03	158	A	38	1,5E-03	79-80	A	36	2,2E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2563	-1,4E-04		C	-2959	-2,7E-04		C	-2743	-1,2E-04
	D	-3331	-1,9E-03		D	-3847	-1,5E-03		D	-3566	-2,2E-03
	E	-67	-5,4E-03		E	-77	-8,2E-03		E	-71	-5,2E-03
67-68	A	32	1,3E-03	159	A	33	1,3E-03	81-82	A	36	1,9E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2475	-2,5E-04		C	-2516	-2,7E-04		C	-2778	-1,6E-04
	D	-3218	-1,3E-03		D	-3271	-1,3E-03		D	-3611	-1,9E-03
	E	-64	-7,7E-03		E	-65	-8,0E-03		E	-72	-6,0E-03
69	A	33	1,8E-03	161- 162	A	38	2,0E-03	87-88	A	36	1,8E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2574	-1,5E-04		C	-2945	-1,6E-04		C	-2785	-1,8E-04
	D	-3346	-1,8E-03		D	-3829	-2,0E-03		D	-3620	-1,8E-03
	E	-67	-5,7E-03		E	-77	-6,1E-03		E	-72	-6,3E-03
70	A	32	1,7E-03	166	A	38	1,5E-03	89-90	A	48	2,3E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2459	-1,5E-04		C	-2959	-2,7E-04		C	-3723	-2,4E-04
	D	-3197	-1,7E-03		D	-3847	-1,5E-03		D	-4841	-2,3E-03
	E	-64	-5,6E-03		E	-77	-8,2E-03		E	-97	-8,5E-03
71	A	33	1,7E-03	167	A	33	1,3E-03	91-92	A	36	1,8E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2504	-1,6E-04		C	-2516	-2,7E-04		C	-2783	-1,7E-04
	D	-3255	-1,7E-03		D	-3271	-1,3E-03		D	-3618	-1,8E-03
	E	-65	-5,7E-03		E	-65	-8,0E-03		E	-72	-6,2E-03
72	A	31	1,6E-03	71'	A	33	1,7E-03	93-94	A	36	1,7E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2392	-1,6E-04		C	-2504	-1,6E-04		C	-2788	-1,9E-04
	D	-3109	-1,6E-03		D	-3255	-1,7E-03		D	-3624	-1,7E-03
	E	-62	-5,7E-03		E	-65	-5,7E-03		E	-72	-6,4E-03
73-74	A	39	2,6E-03	72'	A	31	1,6E-03	95-96	A	36	1,5E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-3030	-1,0E-04		C	-2392	-1,6E-04		C	-2793	-2,4E-04
	D	-3939	-2,6E-03		D	-3109	-1,6E-03		D	-3631	-1,5E-03
	E	-79	-5,2E-03		E	-62	-5,7E-03		E	-73	-7,5E-03
75-76	A	40	1,9E-03	163	A	36	1,8E-03	101	A	33	1,8E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-3115	-2,0E-04		C	-2752	-1,7E-04		C	-2501	-1,5E-04
	D	-4050	-1,9E-03		D	-3577	-1,8E-03		D	-3251	-1,8E-03
	E	-81	-6,9E-03		E	-72	-6,0E-03		E	-65	-5,5E-03
151	A	37	1,8E-03	164	A	38	2,0E-03	102	A	34	1,9E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2843	-1,8E-04		C	-2949	-1,7E-04		C	-2618	-1,5E-04
	D	-3697	-1,8E-03		D	-3834	-2,0E-03		D	-3403	-1,9E-03
	E	-74	-6,4E-03		E	-77	-6,2E-03		E	-68	-5,6E-03
152	A	40	1,9E-03	165	A	38	1,9E-03	103- 104	A	33	1,3E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-3048	-1,8E-04		C	-2952	-1,7E-04		C	-2519	-2,7E-04
	D	-3962	-1,9E-03		D	-3838	-1,9E-03		D	-3275	-1,3E-03
	E	-79	-6,6E-03		E	-77	-6,3E-03		E	-66	-8,1E-03
153	A	36	1,8E-03	165'	A	33	1,6E-03	105	A	34	1,8E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2752	-1,7E-04		C	-2510	-1,7E-04		C	-2628	-1,6E-04
	D	-3577	-1,8E-03		D	-3263	-1,6E-03		D	-3416	-1,8E-03
	E	-72	-6,0E-03		E	-65	-6,0E-03		E	-68	-5,9E-03
154	A	38	2,0E-03	168	A	38	2,4E-03	106	A	33	1,7E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2949	-1,7E-04		C	-2945	-1,1E-04		C	-2510	-1,6E-04
	D	-3834	-2,0E-03		D	-3828	-2,4E-03		D	-3264	-1,7E-03
	E	-77	-6,2E-03		E	-77	-5,2E-03		E	-65	-5,8E-03
155	A	38	2,4E-03	169	A	36	2,3E-03	107	A	39	2,0E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2945	-1,1E-04		C	-2747	-1,1E-04		C	-3006	-1,7E-04
	D	-3828	-2,4E-03		D	-3572	-2,3E-03		D	-3907	-2,0E-03
	E	-77	-5,2E-03		E	-71	-5,0E-03		E	-78	-6,3E-03

Tabela 30 - Relação tensão-deformação das escoras.

Tirantes		$\sigma$ [KPa]	$\epsilon$ [m]	Tirantes		$\sigma$ [KPa]	$\epsilon$ [m]	Tirantes		$\sigma$ [KPa]	$\epsilon$ [m]
108	A	33	1,7E-03	178	A	39	1,9E-03	184-185	A	38	2,4E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2556	-1,7E-04		C	-3012	-1,8E-04		C	-2944	-1,1E-04
	D	-3322	-1,7E-03		D	-3916	-1,9E-03		D	-3827	-2,4E-03
	E	-66	-6,0E-03		E	-78	-6,6E-03		E	-77	-5,2E-03
109-110	A	40	2,6E-03	179	A	33	1,6E-03	187	A	39	1,5E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-3099	-1,1E-04		C	-2561	-1,8E-04		C	-3011	-2,8E-04
	D	-4029	-2,6E-03		D	-3329	-1,6E-03		D	-3914	-1,5E-03
	E	-81	-5,3E-03		E	-67	-6,3E-03		E	-78	-8,6E-03
111-112	A	41	1,8E-03	180	A	37	1,8E-03	188	A	33	1,2E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-3176	-2,1E-04		C	-2808	-1,8E-04		C	-2560	-2,8E-04
	D	-4128	-1,8E-03		D	-3650	-1,8E-03		D	-3328	-1,2E-03
	E	-83	-7,2E-03		E	-73	-6,3E-03		E	-67	-8,4E-03
176	A	37	1,8E-03	181	A	39	1,9E-03	190-191	A	37	2,5E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-2808	-1,8E-04		C	-3009	-1,8E-04		C	-2843	-9,1E-05
	D	-3650	-1,8E-03		D	-3912	-1,9E-03		D	-3695	-2,5E-03
	E	-73	-6,3E-03		E	-78	-6,4E-03		E	-74	-4,8E-03
177	A	39	1,9E-03	182-183	A	38	2,4E-03	191-192	A	38	1,9E-03
	B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00		B	0	0,0E+00
	C	-3009	-1,8E-04		C	-2945	-1,1E-04		C	-2939	-1,8E-04
	D	-3912	-1,9E-03		D	-3828	-2,4E-03		D	-3821	-1,9E-03
	E	-78	-6,4E-03		E	-77	-5,2E-03		E	-76	-6,4E-03

## ANEXO D

### D.1. Comprimento de rótula plástica das vigas.

Tabela 31 - Comprimento de rótula plástica das vigas.

Viga	Tipo de secção	Comp. [m]	Lp [m]	Viga	Tipo de secção	Comp. [m]	Lp [m]
1, 45, 86, 6, 50, 93	B39	3,4	0,17	153, 194	B3	2,5	0,12
2, 46, 89, 5, 49, 92	B39	1,6	0,1	154, 195	B16	4,2	0,19
3, 47, 90, 4, 48, 91	B37	3,8	0,18	155, 196, 160, 201	B14	3,8	0,18
7, 51, 94, 8, 52, 95	B35	5,4	0,25	156, 162, 197, 204	B10	1	0,06
9, 11, 54, 97	B7	3,4	0,16	157, 161, 203	B10	1,9	0,1
10, 53, 96	B9	5,4	0,24	158, 163, 199, 205	B2	2,3	0,12
12, 55, 98, 13, 56, 99	B8	2,7	0,13	159, 164, 200, 206	B42	0,9	0,08
14, 58, 101	B9	5,4	0,24	165, 207	B43	3,5	0,17
15, 59, 102	B27	3,4	0,16	166	B2	0,3	0,04
16, 60, 103	B27	2,7	0,13	167	B2	3,1	0,15
17, 19	B32	1,35	0,09	168, 209	B31	3,5	0,16
18	B32	2,7	0,14	169, 210	B25	3,4	0,16
20, 62, 105	B27	2,7	0,13	170, 211	B31	3,6	0,17
21, 63, 106	B27	3,4	0,16	179	B33	1,4	0,22
22, 64, 107	B10	3,8	0,18	181, 222	B23	3,4	0,16
23, 65, 108	B10	2,5	0,12	183	B14	3,4	0,16
24, 66, 109	B16	4,2	0,19	186	B14	3,4	0,17
25, 67, 110	B14	3,8	0,18	69, 112	B18	4,2	0,21
26, 68, 111	B14	2,5	0,12	73, 78, 116, 121	B42	0,9	0,08
27	B40	4,2	0,21	81, 124	B2	2,5	0,12
28, 32, 70, 75, 113, 118	B9	1	0,06	85, 128	B27	2,8	0,13
29, 33, 71, 76, 114, 119	B9	1,9	0,1	86, 129	B27	0,6	0,05
30, 34, 72, 77, 115, 120	B18	2,3	0,13	198	B10	1,9	0,1
31, 74, 117	B12	3,8	0,19	202	B14	0,3	0,04
35, 79, 122	B14	3,5	0,16	208	B2	3,4	0,16
36, 80, 123	B14	0,3	0,04	212	B36	4,4	0,21
37	B14	0,4	0,04	213	B36	0,6	0,06
38	B14	2,1	0,11	214, 215	B30	3,8	0,18
39, 82, 125	B14	0,6	0,05	216	B38	1,6	0,1
40, 83, 126	B40	3,6	0,18	217	B38	3,4	0,17
41, 84, 127	B31	3,5	0,16	218	B26	3,4	0,16
42	B31	0,7	0,05	223, 228	B44	5,4	0,25
43	B31	2,7	0,13	224, 227	B11	3,4	0,16
44, 87, 130	B31	3,6	0,17	229, 233	B13	3,4	0,16
57, 100	B7	3,4	0,16	230, 232	B13	2,7	0,13
61, 104, 149, 190	B32	5,4	0,25	231	B20	5,4	0,25
131, 171	B39	4,4	0,21	234	B4	3,8	0,18
132, 172	B39	0,6	0,06	235	B4	2,5	0,12
133, 134, 173, 174	B37	3,8	0,18	236	B15	4,2	0,15
135, 175	B39	1,6	0,1	237	B11	3,8	0,17
136, 176	B39	3,4	0,17	238	B22	1	0,07
137, 177	B28	3,4	0,16	239	B22	1,9	0,11
138, 178, 219	B33	1	0,09	240, 245	B1	2,3	0,12
139, 220	B33	4,4	0,22	241	B11	3,5	0,16
140, 180, 221	B34	5,4	0,25	242	B11	0,3	0,03
141, 182	B21	5,4	0,24	243	B22	1,6	0,11
142, 145	B24	3,4	0,17	244	B22	1,3	0,07
143, 184, 225	B41	2,7	0,14	246	B6	3,5	0,16
144, 185, 226	B41	2,7	0,14	247	B1	3,4	0,16
146, 187	B21	5,4	0,24	248	B17	3,5	0,16
147, 188	B27	3,4	0,16	249	B5	3,4	0,15
148, 189, 150, 191	B27	2,7	0,13	250	B19	3,6	0,17
151, 192	B27	3,4	0,16	251, 252	B44	2,65	0,25
152, 193	B10	3,8	0,18	253, 254	B22	5,15	0,14



## D.2. Comprimento de rótula plástica dos pilares

Tabela 32 - Comprimento de rótula plástica dos pilares.

Tipo de Secção	Comp. [m]	Lp [m]	Tipo de Secção	Comp. [m]	Lp [m]	Tipo de Secção	Comp. [m]	Lp [m]
C1	3,00	0,17	C6	3,00	0,14	C11	3,00	0,14
C2	3,00	0,17	C7	3,00	0,17	C12	3,00	0,14
C3	3,00	0,17	C8	3,00	0,17	C13	3,00	0,15
C4	3,00	0,17	C9	3,00	0,16	C14	3,00	0,13
C5	3,00	0,15	C10	3,00	0,14			

## ANEXO E

### E.1. Modos de vibração do modelo sem alvenarias

Tabela 33 - Modos de vibração do modelo sem paredes de alvenaria.

Modo	Frequência [Hz]	Ux [%]	∑ Ux [%]	Uy [%]	∑ Uy [%]	Rz [%]	∑ Rz [%]
1 (X)	1,29	<b>73,50</b>	73,50	0,51	0,51	4,09	4,09
2 (Y)	1,38	0,72	74,21	<b>71,73</b>	72,24	0,12	4,20
3 (R)	1,82	3,55	77,77	0,31	72,55	<b>73,47</b>	77,67
4 (X)	3,43	<b>13,37</b>	91,13	0,59	73,13	0,67	78,35
5 (Y)	3,56	0,50	91,64	<b>17,51</b>	90,64	0,02	78,37
6 (R)	4,60	0,01	91,64	0,01	90,65	<b>8,56</b>	86,92