

Análise e Reforço Sísmico de um Edifício Antigo de Betão Armado da Cidade de Lisboa

Miguel Pereira da Cruz e Crujo Afonso

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientadores: Professora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento e
Professor João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida

Júri

Presidente: Professor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Professora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Vogais: Professor António José da Silva Costa

Maió 2017

Resumo

A história mostra que as consequências de um evento sísmico dependem significativamente da vulnerabilidade das construções. Diversos autores defendem que a área da engenharia sísmica deve ser direccionada para a análise e reforço de edifícios existentes com o objectivo de minorar os impactos de tal evento, actuando ao nível da vulnerabilidade das construções. Motivada pela necessidade de reduzir o risco sísmico das construções para níveis aceitáveis, este estudo aborda a análise e reforço de um edifício de betão armado de grande porte da cidade de Lisboa, com um sistema misto pórtico-parede, considerado como um exemplo característico dos edifícios construídos entre 1960 e 1980. Estes edifícios, construídos de acordo com regulamentos antigos, caracterizados por uma abordagem ao dimensionamento sísmico inadequada, representam uma fonte identificada de risco. O objectivo principal do trabalho é de identificar e quantificar as principais deficiências da estrutura, de forma a definir uma solução de reforço com vista à verificação dos requisitos de desempenho da Parte 3 do Eurocódigo 8, recorrendo a análises (“*pushover*”) estáticas não lineares realizadas ao modelo 3D da estrutura desenvolvido no programa SAP2000. Considerou-se o método N2, prescrito pelo Eurocódigo 8 para as análises estáticas não lineares, complementado com a extensão do método N2, que considera o efeito da torção e dos modos superiores de vibração. São avaliados os efeitos das paredes enchimento e do modelo de plasticidade considerado nas paredes estruturais. Com base nas conclusões da análise sísmica do edifício, é apresentada e analisada uma proposta de reforço do edifício.

Palavras-chave: Edifícios de betão armado, análise sísmica, reforço sísmico, análise estática não linear, Eurocódigo 8 Parte 3, extensão do método N2.

Abstract

History shows that the consequences of a seismic event depend heavily on the vulnerability of buildings. As recognized by several authors, the research in earthquake engineering field should be targeted to the assessment and retrofitting of existing constructions, in order to mitigate the impacts of such event, acting on the vulnerability of existing structures. Motivated by the need to reduce the seismic risk of buildings to acceptable levels, this study addresses the analysis and retrofitting of a reinforced concrete (RC) wall-frame building in the city of Lisbon, considered as representative of the building stock between 1960 and 1980. These typical old RC buildings, design without an appropriate seismic design criteria, represent an identified source of risk. The main goals of this work are to identify and quantify the expected deficiencies of the structure, in order to propose a retrofitting strategy, whit the aim on fulfil the seismic performance required in Part 3 of Eurocode 8, by means of non-linear static analysis of an 3D model of the structure developed in the software SAP2000. It was considered the N2 method, as prescribed by Eurocode 8, complemented with the extended N2 method, which considers the effect of the torsional behaviour of plan-asymmetric structures and the effects of higher modes of vibration. A sensitivity analysis is performed to assess the influence of the infill walls and the non-linear modelling strategies for the RC-wall. Based on the conclusions of the seismic analysis of the building, a proposal for the retrofitting is presented and analysed.

Keywords: *Reinforced concrete building, seismic assessment, seismic retrofitting, nonlinear static analysis, Part 3 of Eurocode 8, extended N2 method.*

Índice

Resumo	i
Abstract	iii
Índice	v
Lista de Tabelas	vii
Lista de Figuras	ix
Lista de Símbolos	xiii
Capítulo 1 - Introdução	1
1.1. Enquadramento	1
1.2. Objectivos do Trabalho.....	2
1.3. Estrutura do Trabalho.....	2
Capítulo 2 - Introdução ao Caso de Estudo	3
2.1. Introdução.....	3
2.2. Concepção Estrutural	3
2.3. Pormenorização dos Elementos.....	6
2.4. Resumo das Análises Prévias ao Edifício.....	7
Capítulo 3 - Modelação do Edifício	8
3.1. Introdução.....	8
3.2. Materiais	8
3.3. Modelação dos Elementos Estruturais.....	12
3.4. Modelação dos Elementos não Estruturais.....	15
3.5. Modelação do Comportamento não Linear da Estrutura	17
3.6. Definição das Acções	21
3.7. Análise de Sensibilidade	24
3.8. Modelos Finais.....	34
Capítulo 4 - Avaliação Sísmica do Edifício	35
4.1. Introdução.....	35
4.2. Requisitos de Desempenho	35

4.3.	Critérios de Conformidade.....	36
4.4.	Nível de Conhecimento	42
4.5.	Análise Modal	42
4.6.	Análise “pushover”.....	44
4.7.	Resumo da análise.....	62
Capítulo 5 - Solução de Reforço Estrutural		63
5.1.	Introdução.....	63
5.2.	Solução de Reforço	63
5.3.	Análise Modal	68
5.4.	Análise “pushover”.....	68
Capítulo 6 - Considerações finais.....		77
Referências		81
Anexos.....		83

Lista de Tabelas

Tabela 1 – Resumo das análises “pushover” (método N2 do EC8-1 [10])	7
Tabela 2 – Propriedades do betão confinado e não confinado.....	10
Tabela 3 – Propriedades dos varões aço A235 e A500.....	12
Tabela 4 – Propriedades das paredes estruturais.	13
Tabela 5 – Espessura de laje equivalente(adaptado de [4]).....	13
Tabela 6 – Propriedades dos tijolos de alvenaria, de acordo com NP 834(1971).....	16
Tabela 7 – Propriedades das escoras diagonais de compressão	16
Tabela 8 – Esforços de fendilhação e máximos, das paredes de enchimento.....	20
Tabela 9 – Cargas graviticas consideradas na estrutura.	21
Tabela 10 – Massa da estrutura.....	21
Tabela 11 – Parâmetros dos espectros de resposta de aceleração considerados	23
Tabela 12 – Coeficientes de importância para os períodos de retorno da acção sísmica considerados.	23
Tabela 13 – Análise de sensibilidade: comparação com o modelo base.	25
Tabela 14 - Análise de sensibilidade: Discretização das secções de fibras.....	30
Tabela 15 – Discretização das paredes estruturais - deslocamentos últimos.	30
Tabela 16 - Análise de sensibilidade: Rigidez elástica dos elementos.....	31
Tabela 17 - Análise de sensibilidade: paredes de enchimento.....	32
Tabela 18 – Períodos dos primeiros 3 modos de vibração (modelo c/ e s/ paredes de enchimento)..	33
Tabela 19 – Modelos finais.....	34
Tabela 20 – Modos de vibração do modelo sem paredes de enchimento.	42
Tabela 21 - Modos de vibração do modelo com paredes de enchimento.	43
Tabela 22 – Comparação dos períodos da estrutura modelada com os verificados em [6].....	43
Tabela 23 – Coeficientes de transformação.....	46
Tabela 24 – Definição da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica	47
Tabela 25 – Ductilidade da estrutura.	48
Tabela 26 – Períodos do sistema SDOF idealizado.	48
Tabela 27 – Deslocamentos-alvo (em [m]) para o sistema SDOF equivalente, para a acção sísmica com períodos de retorno de 308 e 475 anos.	49

Tabela 28 - Avaliação do deslocamento-alvo do sistema MDOF, para a acção sísmica com períodos de retorno de 308 e 475 anos.	50
Tabela 29 – Valores dos períodos de retorno da acção sísmica correspondente à formação dos mecanismos plásticos.	50
Tabela 30 – Estado limite (flexão) dos pilares dos pórticos para a combinação mais desfavorável (método N2 e extensão).	59
Tabela 31 – Resistência ao esforço transversal	59
Tabela 32 – Estado limite (esforço transversal) dos pilares dos pórticos para a combinação mais desfavorável (EC8-3 e ATC-40).	60
Tabela 33 – Estado das paredes T1 e T2 para a acção sísmica segundo a direcção X+.	61
Tabela 34 - Estado das paredes T1 e T2 para a acção sísmica segundo a direcção Y+.	61
Tabela 35 – Análise de sensibilidade: soluções de reforço das paredes na direcção transversal.	65
Tabela 36 - Análise de sensibilidade: soluções de reforço das almas das paredes em “T”.	66
Tabela 37 – Armaduras das paredes para a solução de reforço	67
Tabela 38 - Comparação dos modos de vibração da estrutura original com os da estrutura reforçada.	68
Tabela 39 - Avaliação do deslocamento-alvo do modelo original e reforçado.	69
Tabela 40 - Estado limite (flexão) dos pilares dos pórticos para a combinação mais desfavorável (estrutura original e estrutura reforçada).	73
Tabela 41- Estado limite (esforço transversal) dos pilares dos pórticos para a combinação mais desfavorável (estrutura original e estrutura reforçada, de acordo com o ACT-40 [8]).	74
Tabela 42 – Resumo do cálculo do reforço do pilar crítico com faixas de mantas de CFRP.	75
Tabela 43 - Estado das paredes reforçadas na direcção longitudinal, para a combinação mais desfavorável.	75
Tabela 44 - Estado das paredes reforçadas na direcção transversal, para a combinação mais desfavorável.	76
Tabela 45 – Dimensionamento da armadura de esforço transversal.	76

Lista de Figuras

Figura 1 – Caso de Estudo: (A) Alçado Nascente; (B) Perspectiva.....	3
Figura 2 – Comparação entre as acelerações sísmicas espectrais para os diferentes regulamentos... 4	4
Figura 3 – Peças desenhadas[13]: Planta de Estruturas dos pisos correntes com pormenor das paredes estruturais	5
Figura 4 – Relação constitutiva do comportamento monotónico do betão (adaptado de [14]).	9
Figura 5 – Núcleo efectivo de betão confinado para secções rectangulares (adaptado de [14])......	9
Figura 6 – Modelos das relações constitutivas do betão consideradas (tensão/extensão positiva de compressão).....	10
Figura 7 - Relação constitutiva do aço, para carregamento monotónicos, de acordo com Park-Paulay (1975).	11
Figura 8 – Modelo da relação constitutiva do aço A235 considerado.	12
Figura 9 – Modelação da laje de betão armado.....	14
Figura 10 – Peças desenhadas: (A) Fundação do núcleo das escadas; (B) Pormenor da fundação de um pilar;(C) Pormenor da fundação das paredes.	14
Figura 11 – Modelação das paredes de enchimento, através de escoras diagonais (adaptado de [19])	15
Figura 12 – Identificação das paredes de enchimento, consideradas nos pisos correntes (adaptado de [4]).....	16
Figura 13 – Modelos de Plasticidade (adaptado de [23]).....	17
Figura 14 – Relação momento-curvatura idealizada para o pilar A1, para valores de esforço normal de -1000kN e -1500kN.	18
Figura 15 – Relação força-deslocamento das escoras diagonais em compressão.	20
Figura 16 – Espectro de resposta elástico de aceleração de acordo com o EC8-1 [10], na região de Lisboa, num solo do Tipo B e com um factor de amortecimento $\xi = 5\%$	23
Figura 17 – Espectro de resposta elástico no formato aceleração-deslocamento espectral de acordo com o EC8-1 [10], na região de Lisboa, num solo do Tipo B e com um factor de amortecimento $\xi = 5\%$	24
Figura 18 – Análise de Sensibilidade (comparação com o modelo base): Curvas de capacidade.	25
Figura 19 – Análise de sensibilidade (comparação com o modelo base): Estado das rótulas plásticas nos pilares e paredes (direcção X+ e X-). Numeração dos pórticos/alinhamentos apresentada na figura A1(anexo A).....	27

Figura 20 – Relações momento-curvatura das secções de fibras das paredes W1 e W2, para um valor de esforço normal de -2500 kN (52,62 e 82 fibras).....	28
Figura 21 - Relações momento-curvatura das secções de fibras das paredes T1 e T2 (85 fibras), segundo a direcção 2, para um esforço normal de -2500 kN.	28
Figura 22 – Diagramas de momentos flectores e estado limite das paredes, segundo a direcção X+ (carregamento uniforme).....	29
Figura 23 Análise de Sensibilidade (discretização das paredes estruturais): Curvas de capacidade – direcção X.....	30
Figura 24 – Análise de Sensibilidade (comparação com o modelo base): Curvas de capacidade.	31
Figura 25 - Análise de Sensibilidade (Paredes de enchimento): Curvas de capacidade.	33
Figura 26 – Deslocamento globais e relativos entre pisos segundo a direcção X, para os modelos com e sem paredes de enchimento, correspondentes ao deslocamento último do edifício (rotura dúctil das paredes).....	33
Figura 27 – Modelo final com alvenarias em SAP2000 v18.2 (CSI 2016).	34
Figura 28 – Rotação total da corda θ	37
Figura 29 – Comprimento de plastificação l_{pl} e comprimento de rótula plástica L_{pl} (adaptado de [19])	38
Figura 30- Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica....	46
Figura 31 – Relações idealizadas força/deslocamento elasto-perfeitamente plásticas.	47
Figura 32 – Determinação do deslocamento-alvo para o sistema SDOF equivalente:(A) períodos curtos; (B) períodos médios e longos.	49
Figura 33 – Curvas de capacidade com indicação do deslocamento-alvo, segundo o método N2, para períodos de retorno da acção sísmica de 475 e 308 anos.	51
Figura 34 – Avaliação das excentricidades dos pisos.	52
Figura 35 – Deslocamentos normalizados do piso da cobertura e coeficientes de correcção de acordo, segundo a direcção X.....	53
Figura 36 – Deslocamentos normalizados do piso da cobertura e coeficientes de correcção de acordo, segundo a direcção Y.....	54
Figura 37 – Determinação dos factores de correcção em elevação, para a direcção X.	55
Figura 38- Determinação dos factores de correcção em elevação, para a direcção Y-.....	56
Figura 39- Deslocamentos totais e deslocamento entre pisos (método N2 e extensão do método N2).	57

Figura 40 – Formação de rótulas plásticas nos pórticos, na análise no programa SAP2000 segundo a direcção X, para o deslocamento último da estrutura.	58
Figura 41 – Relações momentos-curvaturas das paredes rectangulares: avaliação das soluções de reforço.....	65
Figura 42 Relações momentos-curvaturas das paredes em “T”: avaliação das soluções de reforço. .	66
Figura 43 – Solução de reforço das paredes com o encamisamento em betão armado.	67
Figura 44 – Modelação solução do reforço das paredes estruturais.	68
Figura 45 - Curvas de capacidade com indicação do deslocamento-alvo, segundo o método N2, para períodos de retorno da acção sísmica de 475 e 308 anos (modelo original e reforçado).	69
Figura 46 Determinação dos factores de correcção em planta	70
Figura 47 - Factores de correcção dos deslocamentos em elevação.	70
Figura 48 – Factores de correcção dos deslocamentos relativos entre pisos em elevação.	71
Figura 49 – Deslocamentos totais e deslocamento entre pisos máximos, para os deslocamentos-alvos (estrutura reforçada e estrutura original).....	72

Lista de Símbolos

ATC - *Applied Technology Council*

EC2-1 - Parte 1 do eurocódigo 2

EC8 - Eurocódigo 8

EC8-1 - Parte 1 do eurocódigo 8

EC8-3 - Parte 3 do eurocódigo 8

NC - Colapso Iminente

SD - Dano Severo

DL - Limitação de Dano

PC - Plasticidade concentrada

PD - Plasticidade distribuída

RSA - ("*Response Spectrum Analysis*") Análise dinâmica linear por espectro de resposta

SDOF - ("*Single Degree Of Freedom*") sistema com um só grau de liberdade

MDOF - ("*Multi Degree Of Freedom*") sistema com múltiplos graus de liberdade

FRP - ("*Fiber-Reinforced Polymer*") polímeros reforçados com fibras

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

A_c Área da secção de betão

E_c Módulo de elasticidade tangente do betão na origem

E_{cm} Módulo de elasticidade secante do betão

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

E_s Módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado

E_w Módulo de elasticidade das alvenarias

E_{Edx} Valores de cálculo dos efeitos devidos à componente horizontal X da acção sísmica

E_{Edy} Valores de cálculo dos efeitos devidos à componente horizontal Y da acção sísmica

F_{cr} Esforço axial de fendilhação do painel de parede

\bar{F}_i Força lateral normalizada do piso i

\bar{F}_i Força lateral normalizada do piso i

F^*	Força de corte basal do sistema equivalente com um só grau de liberdade
F_y^*	Força de corte na base para a formação do mecanismo plástico do sistema com um só grau de liberdade
F_{\max}	Esforço axial máximo da diagonal comprimida do painel de parede
H	Altura teórica da parede de enchimento
H_{cl}	Altura livre da parede de enchimento
I_c	Momento de inercia dos pilares
L	Largura teórica da parede de enchimento
L_{cl}	Largura livre da parede de enchimento
L_0	Largura da abertura da parede de enchimento
L_p	Comprimento da rótula plástica
L_V	Distancia entre a extremidade onde ocorre a cedência e o ponto de contra flecha
M_y	Momento de cedência
M_y^*	Momento de cedência da secção reforçada
M_{Xn}	Massa modal efectiva do modo de vibração n segundo a direcção X
M_{Yn}	Massa modal efectiva do modo de vibração n segundo a direcção Y
M_{Zn}	Massa modal efectiva do modo de vibração n segundo a direcção Z
R_Z	Momento de derrubamento
S	Coeficiente do solo
$S_a(T)$	Espectro de resposta elástica de aceleração
$S_{De}(T)$	Espectro de resposta elástica do deslocamento
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T^*	Período de vibração do sistema idealizado com um grau de liberdade
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	Limite que define no espectro o inicio do ramo de deslocamento constante
T_r	Período de retorno da acção sísmica

$T_{r,ref}$	Período de retorno de referência da acção sísmica
V_{Ed}	Esforço transverso de cálculo
V_{Rd}	Esforço transverso resistente
V_n	Resistência ao esforço transverso (ATC40)
V_R	Resistência ao esforço transverso (EC8-3)
V_R^*	Resistência ao esforço transverso da secção reforçada (EC8-3)
V_W	Contribuição para a resistência ao esforço transverso da armadura transversal
$V_{Rd,max}$	Resistência ao esforço transverso condicionado pela tensão de compressão no betão
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A
a_g	Valor de referência da aceleração máxima à superfície para um terreno do tipo A
b	Largura da secção
b_i	Distancia entre varões consecutivos abraçados por uma cinta ou gancho
b_o	Largura do núcleo de betão confinado nu pilar ou elemento de extremidade de uma parede
c_F	Factor de correcção dos deslocamentos entre piso
c_{ed}	Factor de correcção dos deslocamentos em altura
c_{er}	Factor de correcção dos deslocamentos entre pisos em altura
c_p	Factor de correcção dos deslocamentos em planta
d	Altura útil da secção
d^*	Deslocamento do nó de controlo do sistema equivalente com um só grau de liberdade
d'	Altura útil da armadura de compressão
d_{dl}	Diâmetro médio dos varões longitudinais
d_t	Deslocamento-alvo
d_u	Deslocamento último da estrutura
d_y^*	Deslocamento correspondente à formação do mecanismo plástico do sistema com um só grau de liberdade
d_y^*	Deslocamento limite de plasticidade do sistema idealizado com um só grau de liberdade
f_{c1}	Tensão máxima do betão não confinado à compressão

f_c	Tensão do betão
f_{cc}	Tensão máxima do betão confinado à compressão
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples
$f_{fd,e}$	Tensão resistente de descolamento das mantas de FRP
f_s	Tensão do aço
f_{yw}	Tensão resistente das armaduras transversais
f_{ysk}	Valor característico da tensão de cedência do aço
f_{suk}	Valor característico da tensão última do aço
h	Altura da secção
h_o	Altura do núcleo de betão confinado (medido ao eixo da cinta)
l_p	Comprimento de plastificação
l_w	Espessura da parede
m^*	Massa do sistema equivalente com um só grau de liberdade
m_i	Massa do piso i
s	Afastamento das armaduras transversais
s_f	Afastamento das mantas de polímeros reforçados com fibras
t_w	Espessura da parede
t_f	Espessura das mantas de polímeros reforçados com fibras
u_{Δ}^{pl}	Factor de ductilidade em rotação
w_{inf}	Largura da diagonal comprimida do painel de parede
w_f	Largura das mantas de polímeros reforçados com fibras
x	Altura da zona comprimida
z	Braço do binário das forças interiores
α	Factor de eficiência do confinamento
α_1	Coefficiente multiplicador da acção sísmica horizontal de cálculo, na formação da primeira rótula plástica no sistema

α_u	Coeficiente multiplicador da acção sísmica horizontal de cálculo, na formação do mecanismo plástico global
α_{cw}	Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido
β	Ângulo entre o eixo das mantas e o eixo do elemento
γ_{el}	Factor maior que 1,0 para elementos sísmico primários e igual a 1,0 para elementos sísmicos secundários
δ_{Lv}	Deslocamento do elemento a uma distância de L_v
δ_{rsa}	Deslocamentos óbitos na análise dinâmica por espectro de resposta
δ_{push}	Deslocamentos óbitos na análise estática não linear
ϵ_c	Extensão do betão
ϵ_{c1}	Extensão do betão não confinado à compressão correspondente à tensão máxima f_{c1}
ϵ_{cu}	Extensão última do betão não confinado
ϵ_{cc1}	Extensão do betão confinado à compressão correspondente à tensão máxima f_{cc}
ϵ_{ccu}	Extensão última do betão confinado
ϵ_s	Extensão do aço
ϵ_{sh}	Extensão de endurecimento do aço
ϵ_{sp}	Extensão de destaque assumida do betão de recobrimento à compressão
ϵ_{suk}	Valor característico da extensão última do aço
ϵ_{sy}	Extensão de cedência do aço
ϵ_t	Extensão última do betão à tracção simples
η	Coeficiente de correcção do amortecimento
θ	Rotação total da corda
θ_{DL}	Rotação total da corda máxima para o estado limite de limitação de danos
θ_{SD}	Rotação total da corda máxima para o estado limite de danos severos
θ_{NC}	Rotação total da corda máxima para o estado limite de colapso iminente
θ_a	Inclinação da diagonal das paredes de enchimento
θ_c	Inclinação da escora comprimida
θ_u	Capacidade rotação total da corda

$\theta_{u,s}$	Capacidade rotação total da corda reduzida
θ_u^*	Capacidade rotação total da corda da secção reforçada com um encamisamento em betão
θ_y^*	Rotação total da corda na cedência da secção reforçada com um encamisamento em betão
θ_{rp}	Rotação na rótula plástica
χ	Curvatura de secção extrema
χ_y	Curvatura de cedência da secção
χ_u	Curvatura última da secção
λ_0	Coefficiente de redução que tem em conta as aberturas nas paredes de enchimento
μ	Factor de ductilidade
ξ	Amortecimento viscoso (em percentagem)
ξ_y	Linha neutra na cedência
ρ_1	Taxa de armadura de tracção
ρ_2	Taxa de armadura de compressão
ρ_d	Taxa de armadura transversal inclinada
ρ_{sx}	Taxa de armadura transversais na direcção x
ρ_w	Taxa de armadura transversal
ρ_{tot}	Taxa de armadura longitudinal total
τ_{cr}	Tensão tangencial de fendilhação das alvenarias
ϕ_i	Deslocamento do piso i
v	Esforço axial normalizado
v_1	Coefficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
$\psi_{E,i}$	Coefficiente de combinação para a acção variável i no projecto de sísmica
$\psi_{2,i}$	Coefficiente de para o valor da acção quase permanente da acção variável i

Capítulo 1 - Introdução

1.1 Enquadramento

É um facto que, os sismos de grande magnitude em Portugal, apresentam períodos de retorno elevados. Comparando com países onde a actividade sísmica é mais intensa, esta baixa frequência estatística conduz a uma atitude de relativa passividade, com que é encarada a questão do risco sísmico e as suas potenciais consequências. No entanto, as consequências catastróficas de tal evento, derivado em grande parte da elevada vulnerabilidade sísmica do parque habitacional português em zonas de perigosidade sísmica elevada, largamente documentada, tornam a questão incontornável.

Relativamente aos edifícios de betão armado, que representam uma parcela significativa do edificado português, a questão da vulnerabilidade sísmica dos edifícios pode ser correlacionada, de uma forma geral, com a época de construção e as respectivas legislações em vigor. Em termos de legislação, apenas em 1958 foi explicitamente imposto a consideração da acção sísmica no dimensionamento dos edifícios com a implementação do Regulamento de Segurança das Construções contra Sismos [1]. Contudo, esta primeira abordagem ao cálculo sísmico dos edifícios consistia em métodos simplificados de aplicação de cargas horizontais equivalentes e avaliações inadequadas das acelerações sísmicas. Estes procedimentos embrionários do cálculo sísmico, agravados por diversas práticas construtivas inadequadas, condicionam significativamente o desempenho sísmico das estruturas. De facto, segundo [2] os edifícios construídos em Portugal no período de 1960-1980 apresentam uma capacidade resistente à acção sísmica bastante inferior a 50% em relação ao que é actualmente exigido. Em 1983 é publicado o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado [3] que, com modificações importantes ao nível da pormenorização da cintagem dos pilares e com introdução de um capítulo relativo à concepção de estruturas dúcteis, conduziu a uma melhoria significativa da resistência sísmica dos edifícios.

Actualmente, depois de vários anos de experiência acumulada na área da engenharia sísmica, é possível conceber estruturas novas, com adequado desempenho sísmico associado a um acréscimo relativamente reduzido em termos de custos. Por outro lado, o custo associado a uma intervenção estrutural em estruturas existentes pode significar uma parcela significativa do custo da reabilitação estrutural dos edifícios. Neste âmbito, análises sísmicas não lineares surgem como métodos de referência, permitindo uma avaliação mais realista do comportamento sísmico dos edifícios e identificando com maior rigor os seus componentes críticos, o que pode ter um impacto substancial nos custos da solução de reforço, comparativamente aos métodos de análise lineares. Nomeadamente, no âmbito de análise e reforço sísmico, destacam-se as análises estáticas não lineares (análises “*pushover*”), devido à maior simplicidade e intuitividade, comparativamente com os métodos dinâmicos não lineares.

Esta dissertação dá continuidade à dissertação de mestrado de Santos [4], na qual foi modelado e analisado um edifício de betão armado, considerado como representativo dos edifícios contruídos em Portugal, no período entre 1960 e 1970.

1.2 Objectivos do Trabalho

Os objectivos principais desta dissertação são:

- (i) Análise conceptual de um edifício de betão armado de grande porte, representativo dos edifícios da construção da cidade de Lisboa de uma época entre 1960 e 1980.
- (ii) Avaliar o desempenho sísmico do edifício, de acordo com os procedimentos de análise adoptados na Parte 3 do Eurocódigo 8 [5].
- (iii) Desenvolver e analisar uma solução de reforço sísmico, com vista à verificação da segurança a sismos de acordo com o EC8-3 [5].

1.3 Estrutura do Trabalho

Esta dissertação é organizada em seis capítulos.

Neste capítulo é apresentada uma contextualização da questão do risco sísmico e da necessidade de intervenção em estruturas antigas, dimensionadas segundo regulamentos antigos que não contemplavam adequadamente o desempenho sísmico de estruturas. No final, são apresentados os objectivos principais deste trabalho e descrita a estrutura da dissertação.

No Capítulo 2 é apresentado o edifício em estudo, com a descrição do sistema estrutural, identificação das principais deficiências e por fim um breve resumo do levantamento de análises sísmicas efectuadas ao edifício, nomeadamente em Caruso et al. [6], Santos [4] e Lamego [7].

O Capítulo 3 resume o processo de desenvolvimento do modelo computacional 3D da estrutura em estudo no programa SAP2000 v18.2.0 (CSI, 2016). É apresentada uma análise de sensibilidade utilizada na calibração do modelo, com a avaliação dos impactos do modelo de plasticidade considerada para as paredes estruturais e da consideração das paredes de enchimento.

O Capítulo 4 são descritos os requisitos de desempenho e critérios de verificação segundo o EC8-3 [5]. São apresentados os resultados das análises estáticas não lineares ao edifício e analisado o desempenho sísmico de acordo com o EC8-3 [5], considerando a extensão do método N2. É apresentada ainda uma comparação entre os requisitos do EC8-3 [5] e do ATC-40 [8] ao nível da definição do esforço transversal resistente.

O Capítulo 5 apresenta a solução de reforço proposta com base nas conclusões das análises estáticas não lineares ao edifício e verificados os requisitos de desempenho de acordo com o EC8-3 [5], considerando a extensão do método N2. É ainda avaliado o impacto da consideração do ATC-40 [8] face ao EC8-3 [5] na solução de reforço.

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

Capítulo 2 - Introdução ao Caso de Estudo

2.1 Introdução

O caso de estudo, desta dissertação, consiste num edifício de betão armado de oito andares destinado a habitação (Figura 1). Com uma estrutura mista pórtico-parede, o edifício é considerado como um exemplar característico dos edifícios concebidos entre 1960 e 1980. O edifício localiza-se na Av. Do Brasil do bairro de Alvalade, na cidade de Lisboa (Portugal) e faz parte de um aglomerado de oito edifícios idênticos, dispostos em paralelo, construídos no início da década de 60. Teve-se como informação base: as plantas de arquitectura; pormenorizações dos elementos estruturais e memória descritiva constantes do projecto original.

Os traços arquitectónicos característicos de uma época de expansão da cidade de Lisboa, com a construção de diversos bairros residenciais, dos quais se destaca o bairro de Alvalade, conferem ao edifício em estudo um carácter histórico, característico da identidade da cidade de Lisboa do século XX. Estes edifícios de betão armado de grande porte, com um número de pisos entre 8 e 12, podem ser caracterizados pelas seguintes características distintivas: (i) sistema estrutura do tipo misto pórtico-parede (ii) piso térreo vazado com interrupção das paredes de enchimento; (iii) pilares orientados essencialmente segundo a direcção longitudinal do edifício; (iv) excentricidade das paredes estruturais, localizadas nos núcleos de acesso aos pisos superiores; (v) elementos de betão armados com recurso a varões de aço lisos.



Figura 1 – Caso de Estudo: (A) Alçado Nascente; (B) Perspectiva.

Tratando-se de um edifício modelo da cidade de Lisboa, dimensionado segundo uma filosofia de cálculo sísmico (RSCCS - Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos), considerada à luz dos conhecimento científico actual como claramente inadequada, o edifício em estudo foi caso de análise por parte de diversos autores, nomeadamente em Caruso et. al. [6], Santos [4] e Lamego [7].

2.2 Concepção Estrutural

Dimensionado pelo engenheiro Luiz do Pilar em 1960, segundo o RSCCS, o edifício em estudo é exemplo representativo de uma primeira geração de edifícios em betão armado de grande porte, calculados para resistir a sismos em Portugal. Na memória descritiva consta que, no dimensionamento da estrutura “consideram-se as sobreposições dos valores referentes a cargas permanentes,

sobrecargas, retracção, variações de temperatura e impulsos sísmicos, de modo a obter, de acordo com a legislação em vigor, as solicitações mais desfavoráveis” [9]. No entanto, à luz do conhecimento actual, esta primeira abordagem ao dimensionamento sísmico a nível regulamentar, tanto ao nível dos métodos de cálculo disponíveis na altura como na definição do valor da acção sísmica, era inadequada. Na Figura 2, é feita a comparação entre a aceleração elástica de cálculo considerada, com as acelerações espectrais elásticas dos restantes regulamentos, sendo possível verificar que, para períodos usuais dos modos fundamentais das estruturas de betão armado, entre 0,8 e 1,5 segundos, a aceleração elástica considerada no dimensionamento é inferior metade dos valores do espectro elástico de resposta, preconizado pelo Eurocódigo 8 parte 1 [10].

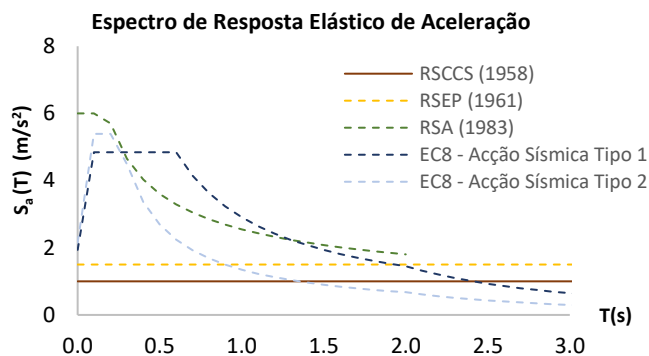


Figura 2 – Comparação entre as acelerações sísmicas espectrais para os diferentes regulamentos.

Ao nível do cálculo, foi utilizado o método de Kani, um método analítico de cálculo de esforços elásticos. Ao contrário da filosofia actual de verificação da segurança, os critérios de verificação consistiam numa avaliação das tensões máximas nos elementos, sendo que a filosofia de segurança consistia numa minoração das resistências dos materiais.

Relativamente ao sistema resistente às cargas gravíticas, a estrutura foi concebida como uma série de três pórticos, dispostos em paralelo, segundo a direcção longitudinal do edifício, espaçados de 5,00 metros considerados articulados nas fundações. Os pórticos, com 8 pisos, apresentam quatro vãos de 7,0 m, um vão central menor com 4,8 m e dois troços em consola, nas extremidades, com 1,8 m de vão. O piso térreo e os restantes pisos correntes apresentam uma altura de 3,6 e 3,0 m respectivamente. Segundo a memória descritiva: “primeiro e último tramos das padieiras são em consola, com o objectivo de diminuir os vãos a vencer, e ao mesmo tempo reduzir os momentos flectores que solicitam os montantes extremos” [9].

Em termos de sistema resistente às acções horizontais, a estrutura é complementada com quatro paredes em betão armado com 4,00 m de comprimento e 0,25 m de largura, localizadas juntos dos núcleos de escadas. Segundo a memória descritiva do projecto original “A absorção dos impulsos horizontais foi feita pelos pórticos no sentido longitudinal, e pelas paredes de betão armado das caixas de escadas, no sentido transversal” [9]. No entanto, há que destacar que, as paredes exteriores dos núcleos das escadas foram idealizadas com um troço, com cerca de 3,0 m de comprimento e 0,15 m de largura, segundo a direcção longitudinal (Figura 3), formando uma secção em “T” que, apesar de não terem sido consideradas na absorção dos impulsos sísmicos na direcção longitudinal, a sua elevada rigidez influência, significativamente, a resposta sísmica do edifício em ambas as direcções.

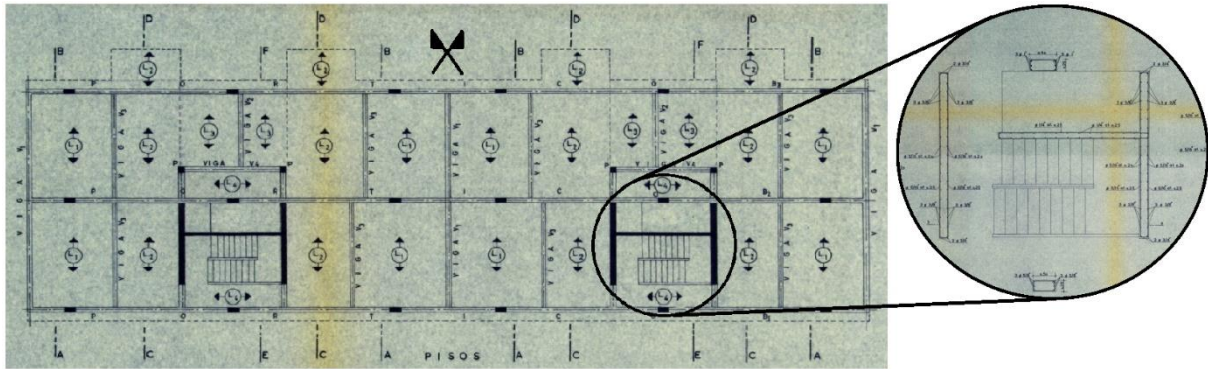


Figura 3 – Peças desenhadas[13]: Planta de Estruturas dos pisos correntes com pormenor das paredes estruturais

A estrutura apresenta um eixo de simétrica, com uma rigidez de torção razoável na direcção transversal. Por outro lado, segundo a direcção longitudinal é expectável que se verifique alguma torção na estrutura devido às assimetrias verificadas, provocadas pela contribuição excêntrica das paredes estruturais (Figura 3), e reduzida rigidez de torção, conferida essencialmente pelos pórticos. O pavimento dos pisos consiste numa laje aligeirada, com de 0,16 m, que funciona essencialmente na direcção transversal, descarregando nas vigas dos pórticos. Em geral, esta tipo de solução de lajes, não é a mais adequada em estruturas com grandes exigências a nível sísmico, uma vez que, a perda de monolitismo e a consequente redução da rigidez, no plano da laje, pode comprometer a sua capacidade de distribuir os esforços resultantes das acções horizontais, pelos elementos verticais resistentes.

À semelhança de muitos edifícios da mesma época, o edifício em estudo apresenta algumas irregularidades em altura, destacando-se a ausência de alvenarias no piso térreo, característica potencializadora do mecanismo de rotura conhecido por “*soft-storey*”, com a formação de rótulas plásticas nos pilares, associado a um mecanismo de colapso com pouco dissipativo. No caso em estudo, o facto de os pilares serem articulados na base, apesar de aumentar substancialmente a deformabilidade horizontal do edifício, o que conduz a um agravamento dos efeitos de segunda ordem (não linearidade geométrica – efeito $P-\Delta$), diminui significativamente a rigidez horizontal da estrutura, o que se traduz numa redução dos esforços nas secções críticas dos pilares. Da análise dos pórticos ao nível das irregularidades destaca-se ainda uma tendência crescente em altura para o desenvolvimento de mecanismos de rotura local do tipo viga forte - pilar fraco, devido à sucessiva redução das secções dos pilares em altura. Por outro lado, as secções das vigas mantêm-se praticamente constantes em altura, provavelmente condicionadas pelo dimensionamento para as acções gravíticas, com a excepção das vigas do 1º piso, onde se verifica um ligeiro aumento das taxas de armadura, provavelmente devido aos impulsos sísmicos considerados no dimensionamento. É importante realçar que os factos descritos no presente parágrafo são em geral muito condicionantes em estruturas porticadas. No caso de uma estrutura mista pórtico-parede, espera-se que as consequências destes efeitos sejam minimizadas com a contribuição das paredes estruturais. Historicamente, poucos edifícios com sistema misto pórtico-parede colapsaram, em grande medida devido à contribuição da rigidez das paredes estruturais que impedem que os pórticos sofram grandes deformações e deslocamentos [8].

A nível regulamentar em Portugal, a consideração de varões de aço nervurados em estruturas de betão armado, apenas foi introduzida em 1967, com o Regulamento de Estruturas de Betão Armado [11],

sendo desde então claramente aconselhados, face à utilização de varões de aço lisos. Até há data, as estruturas eram então concebidas exclusivamente com recurso varões de aço lisos, o que prejudica significativamente o desempenho da estrutura, quando sujeitas a acções cíclicas, nomeadamente no caso da acção sísmica. No caso concreto da estrutura em estudo, o efeito da utilização de varões de aço lisos pode ser gravemente prejudicial, nomeadamente nos nós de ligação vigas-pilares, onde ocorrem as maiores concentrações de esforços, podendo provocar fenómenos de escorregamento aço-betão. Outras zonas críticas da estrutura são fundações das paredes estruturais, onde uma ancoragem inadequada dos varões de aço pode originar fenómenos de arrancamento das armaduras, podendo provocar o colapso global do edifício.

É importante notar ainda que, tratando-se de uma estrutura isolada, no edifício em estudo não se colocam as limitações relativas à existência de estruturas adjacentes, podendo este vibrar livremente sem o risco de impacto com outros edifícios.

2.3 Pormenorização dos Elementos

O desempenho sísmico das estruturas depende do desempenho dos seus componentes críticos. Os componentes críticos de uma estrutura são os componentes que compõem o sistema resistente às acções horizontais e os componentes necessários para garantir a capacidade da estrutura de transmitir as cargas gravíticas até às fundações [8]. Um bom desempenho sísmico depende da relação entre resistência e ductilidade dos componentes estruturais. Esta relação é considerada, no dimensionamento de estruturas segundo o EC8-1 [10], com a definição de um factor de comportamento q que depende do nível de ductilidade que se pretende conferir à estrutura. O factor de comportamento afecta directamente, no EC8-1 [10], o valor de cálculo da acção sísmica, diminuindo as exigências ao nível da resistência à flexão dos elementos em contrapartida com um aumento dos requisitos de ductilidade, nomeadamente ao nível do confinamento dos elementos. Para evitar os mecanismos de rotura frágeis, é adoptado o princípio de “*capacity design*” de forma a controlar o modo de rotura.

No edifício em estudo, dimensionado segundo regulamentos onde a questão da ductilidade não era discutida, para níveis da acção sísmica claramente inadequados através de métodos rudimentares de cálculo, é expectável que a estrutura apresente, face aos conhecimentos actuais, uma relação inadequada entre resistência e ductilidade dos seus componentes, aspecto que será ainda agravado pela existência de potenciais mecanismos de rotura frágeis.

Segundo [4], onde é feita uma comparação entre a pormenorização do caso de estudo dimensionada de acordo com o RSCCS [1] e uma pormenorização alternativa de acordo com o EC8-1 [10], destacam-se as seguintes conclusões:

- Espaçamento, quantidade de armadura e afastamentos entre varões longitudinais travados inadequados nos elementos estruturais;
- Redução das armaduras longitudinais inferiores das vigas nos apoios, sem a consideração da possibilidade de inversão dos momentos flectores devido à acção sísmica;

- Pormenorização das paredes estruturais sem elementos de extremidade confinados (pilares fictícios) e armadura transversal insuficiente.

2.4 Resumo das Análises Prévias ao Edifício

Neste subcapítulo, é feita uma breve análise da resposta sísmica da estrutura e apresentado um resumo das conclusões das análises “pushover” ao edifício em estudo, segundo o método N2 do EC8-1 [10], apresentados em [4], [7] e [6]. Na Tabela 1, é apresentada uma comparação entre os deslocamentos últimos d_u , ao nível do centro de massa da cobertura, obtidos com análises “pushover”, e os deslocamentos-alvos determinados.

Tabela 1 – Resumo das análises “pushover” (método N2 do EC8-1 [10])

Fonte			Direcção X	Direcção Y+	Direcção Y-
Santos, 2016 [4]	Deslocamento	$d_u(cm)$	17,3	11,5	9,8
	Deslocamento Alvo	$d_t(cm)$	13,9 ✓ X	13,1 X X	14,7 X X
Lamego, 2014 [7]	Deslocamento	$d_u(cm)$	4,7	24,2	26,0
	Deslocamento Alvo	$d_t(cm)$	8,3 X	6,3 ✓	6,32 ✓
Caruso et al, 2017 [6]	Deslocamento	$d_u(cm)$	14,0	18,0	17,5
	Deslocamento Alvo	$d_t(cm)$	12,5 ✓ X	11,5 ✓ X	12,0 ✓ X

X – Não verifica a condição $d_u > d_t$; ✓ – Verifica a condição $d_u > d_t$; X – Mecanismos de rotura frágeis

À excepção dos resultados apresentados em [4], verifica-se a tendência para uma maior capacidade de deformação e rigidez na direcção transversal (Y+ e Y-), direcção condicionada pela resposta das paredes estruturais, quando comparada com a direcção longitudinal (X), condicionada pelos sistema misto pórtico-parede. É importante notar ainda que as análises apresentadas apenas consideram o comportamento à flexão dos elementos, associado em geral a modos de rotura mais dúcteis. É então necessária uma verificação posterior dos mecanismos de rotura frágeis, de forma a garantir um modo de rotura dúctil, validando assim as curvas de capacidade determinadas. De facto, de acordo com [4] e [6], o colapso da estrutura pode ocorrer devido ao desenvolvimento de mecanismos de rotura frágeis por esforço transverso. Em resumo, há de se destacar as seguintes conclusões:

- De acordo com [6], apesar de se atingir o deslocamento alvo na direcção longitudinal (X), verifica-se uma rotura dúctil das paredes estruturais;
- De acordo com [6], em ambas as direcções, as paredes estruturais e alguns dos pilares sofrem uma rotura frágil por esforço transverso antes de se atingir o deslocamento alvo;
- De acordo com [4], para ambos os sentidos da direcção transversal (Y+ e Y-), o colapso global da estrutura ocorre devido à rotura dúctil das paredes estruturais, antes de se atingir o deslocamento alvo;
- De acordo com [4], em ambas as direcções, as paredes estruturais sofrem uma rotura frágil por esforço transverso antes de se atingir o deslocamento alvo.

Capítulo 3 - Modelação do Edifício

3.1 Introdução

Nesta dissertação, o caso de estudo foi modelado no programa SAP2000 v18.2 (CSI,2016). O modelo teve como base o modelo desenvolvido e analisado em [4] no programa SAP2000 v16.0 (CSI,2009). Neste capítulo, será feita uma breve descrição geral da modelação. Serão apresentadas e discutidas diversas alterações ao modelo base. No anexo A, são apresentados os sistemas de eixos e os alinhamentos, considerados nesta dissertação.

3.2 Materiais

Em geral, nos métodos de análise lineares correntes, o comportamento não linear é considerado através de um coeficiente de comportamento, reduzindo assim os esforços actuantes de cálculo. Nos métodos de análises não lineares, o comportamento não linear dos materiais é considerado através de modelos de plasticidade, baseados nas relações constitutivas dos materiais (aço e betão). Estes últimos, são os únicos que permitem simular o comportamento fisicamente não linear da estrutura, permitindo uma caracterização mais rigorosa da sua resposta real.

De acordo com o EC8-1 [10], em métodos não lineares de análise deverá utilizar-se para cada elemento pelo menos um modelo força-deformação bilinear. Existem diversas propostas para as relações constitutivas dos materiais para carregamentos monotónicos e cíclicos. Nesta dissertação, foram considerados relações constitutivas dos materiais para carregamentos monotónicos, uma vez que apenas análises estáticas não lineares foram realizadas. Segundo o projecto original [9], utilizou-se no edifício em estudo um betão B25 (corresponde à classe de resistência C20/25 do EC2-1 [12]), reforçado com varões de aço liso A235 laminados a quente. Segundo o Eurocódigo 8 parte 3 [5], numa situação de análise de uma estrutura existente a informação relativa aos materiais, constante do projecto original, deve ser complementada com a realização de ensaios “*in-situ*” dos materiais nos elementos críticos. No entanto, a realização de ensaios aos materiais está fora do âmbito desta dissertação, pelo que apenas se considerou a informação existente nos documentos do projecto original [9], [13].

3.2.1 Betão

O comportamento do betão, sujeito à acção sísmica, depende significativamente do confinamento lateral. O confinamento tem um efeito favorável em termos de resistência e ductilidade dos elementos estruturais [14], essencial para um bom desempenho sísmico de um edifício.

De acordo com as peças desenhadas do projecto original, o betão utilizado (B25) corresponde à classe de resistência C20/25, segundo o EC2-1 [12]. As relações constitutivas do comportamento monotónico à compressão do betão foram definidas com base no modelo de proposto por Mander [14], representado na Figura 4.

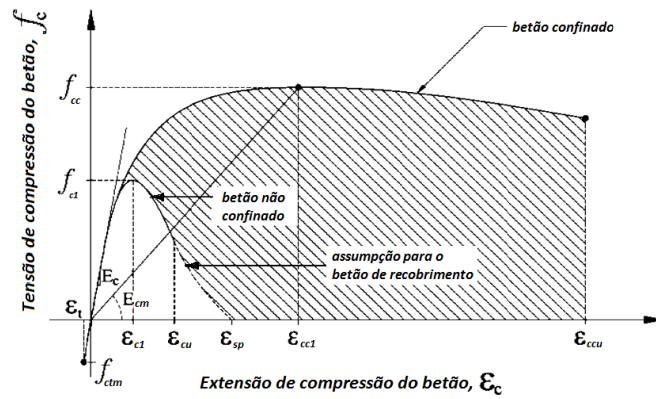


Figura 4 – Relação constitutiva do comportamento monotónico do betão (adaptado de [14]).

A tensão máxima de compressão do betão confinado f_{cc} e a extensão última em compressão ϵ_{ccu} depende da classe de resistência do betão e da pressão de confinamento lateral (Anexo B). A pressão de confinamento lateral, por sua vez, depende da geometria da secção e da pormenorização das armaduras longitudinais e transversais. Na Figura 5 é representado o núcleo efectivo de betão confinado para secções rectangulares, de acordo com [14].

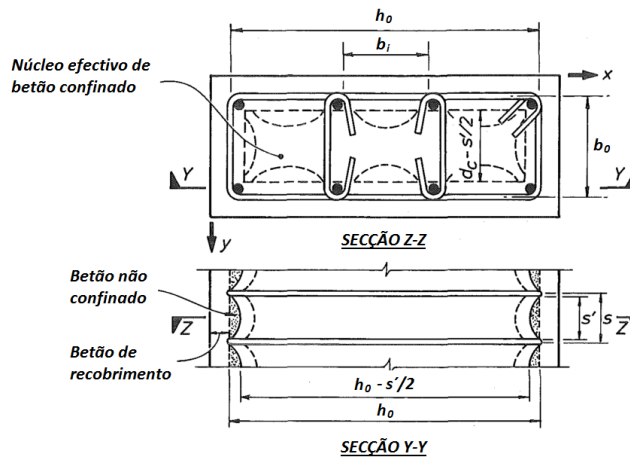


Figura 5 – Núcleo efectivo de betão confinado para secções rectangulares (adaptado de [14]).

Segundo o EC8-3 [5], a tensão máxima do betão confinado, sujeito a carregamentos cíclicos pode ser estimada por:

$$f_{cc} = f_{c1} \left(1 + 3,7 \left(\frac{\alpha \rho_{sx} f_{yw}}{f_c} \right)^{0,86} \right) \quad [3.1]$$

Com f_{yw} a corresponder à tensão resistente das armaduras transversal; ρ_{sx} é a taxa de armadura transversal paralela à direcção longitudinal (x) e α é o factor de eficiência do confinamento, definido por:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{s}{2h_0} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0} \right) \quad [3.2]$$

Em que b_i é a distância entre varões longitudinais travados; b_0 é a largura do núcleo de betão confinado; h_0 é a altura do núcleo de betão confinado e s é o espaçamento das armaduras transversais;

Da análise do efeito do confinamento nos elementos estruturais, de acordo com a expressão [3.1], verificou-se para os elementos estruturais, que o acréscimo de resistência devido ao confinamento desprezável, o que se traduz numa relação constitutiva muito próxima de um betão não confinado. Este facto deve-se a uma pormenorização inadequada, discutida em 2.3, agravada pela baixa resistência das armaduras transversais f_{yw} , quando comparada com as resistências dos aços correntes actualmente utilizados. A ineficiência do confinamento é claramente evidente nas paredes estruturais, devido às suas dimensões e inadequada pormenorização ao nível da cintagem, nomeadamente nas zonas críticas junto das extremidades, o que se traduz num factor de eficiência de confinamento praticamente nulo.

Segundo Santos [4], diversos modelos constitutivos foram definidos para os pilares, consoante as dimensões e o grau de confinamento. Dado que não está garantido um confinamento eficiente do betão, optou-se por considerar uma relação constitutiva idealizada única, de um betão não confinado (Figura 6 - modelo 1), para todos os elementos estruturais. O modelo de betão confinado (Figura 6 - modelo 2), foi apenas considerado nos elementos de extremidade confinados das com secção em “T” na solução de reforço apresentada no Capítulo 5.

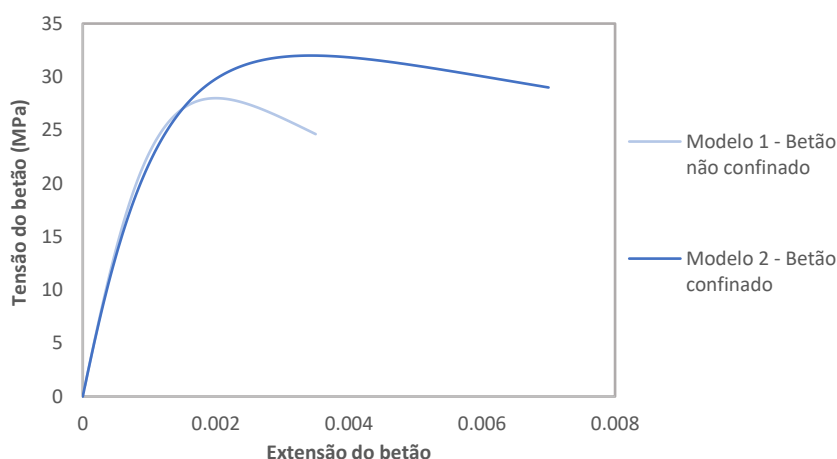


Figura 6 – Modelos das relações constitutivas do betão consideradas (tensão/extensão positiva de compressão).

Na Tabela 2 são apresentadas as propriedades do betão não confinado e confinado considerados neste trabalho.

Tabela 2 – Propriedades do betão confinado e não confinado

Propriedades Relevantes	Betão não confinado	Betão confinado
Módulo de elasticidade tangente	$E_c = 31,5 \text{ GPa}$	$E_c = 31,5 \text{ GPa}$
Coefficiente de poisson	$\nu = 0,20$	$\nu = 0,20$
Valor médio da tensão de rotura à tracção simples	$f_{ctm} = 2,2 \text{ MPa}$	$f_{ctm} = 2,2 \text{ MPa}$
Tensão de máxima à compressão	$f_{c1} = 28,0 \text{ MPa}$	$f_{cc} = 32,1 \text{ MPa}$
Extensão à compressão correspondente à tensão máxima f_{cc}	$\epsilon_{c0} = 0,0020$	$\epsilon_{cc} = 0,0034$
Extensão de rotura à compressão	$\epsilon_{cu} = 0,0035$	$\epsilon_{ccu} = 0,0070$

3.2.2 Aço

O comportamento dos varões de aço, nomeadamente após a fendilhação da secção de betão armado, é, em muitos casos, o factor condicionante do comportamento da secção. Em condições de carregamento alternado a resposta em regime inelástico de um elemento pode até ser totalmente condicionada pelos varões de aço, nomeadamente em situações onde se desenvolvam fendas ao longo de toda a altura da secção, podendo estas manter-se abertas durante os ciclos de carga [15].

Os ciclos alternados de carga a que os varões de aço são sujeitos podem conduzir a fenómenos de encurvadura local. Este fenómeno pode ocorrer nomeadamente nos casos em que os varões não estejam devidamente cintados transversalmente e ocorra o destacamento do betão de recobrimento, com conseqüente redução da capacidade do betão suportar as tensões de compressão. No entanto, é usual assumir um comportamento idêntico do aço quando sujeito a esforços de tracção e compressão. A simplificação é justificada pela consideração de que num elemento de betão armado, sujeito a um carregamento repetido e alternado, as extensões impostas de compressão são menos elevadas comparativamente com as extensões de tracção, dada a associação do mecanismo de abertura e fecho de fendas com o fenómeno de deterioração da aderência entre aço e betão. É no entanto importante garantir que os varões de aço estejam devidamente cintados, no caso em que se prevê a plastificação das armaduras em compressão [15].

Nesta dissertação considerou-se varões de aço A235 NL laminados a quente, de acordo as especificações do REBAP em termos dos valores característicos de: tensão de cedência (f_{syk}); tensão de rotura (f_{suk}) e extensão na rotura (ϵ_{suk}). O aço A235 em varões lisos, muito utilizado na construção em Portugal, já não é produzido actualmente.

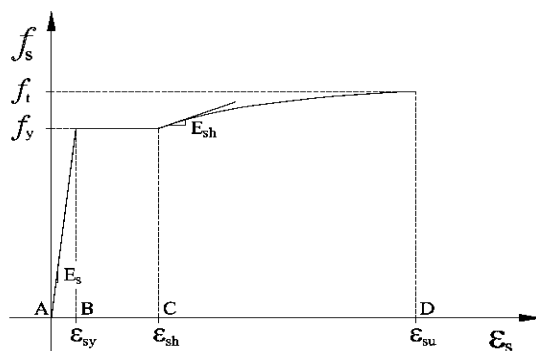


Figura 7 - Relação constitutiva do aço, para carregamento monotónicos, de acordo com Park-Paulay (1975).

A relação constitutiva adoptada para os varões de aço foi definida para o modelo base [4], de acordo com modelo de Park-Paulay (Figura 7), proposto em [16], com um comportamento idêntico dos varões em compressão e em tracção (Figura 8). Relativamente à solução de reforço, considerou-se varões de aço A500 NR da classe de ductilidade C, que apresentam uma resistência superior em contraste com uma capacidade de deformação plástica significativamente inferior, com o valor médio considerado para a extensão última do aço de 0,0675. Devido ao aumento de resistência pouco significativo devido ao endurecimento, considerou-se uma relação tensão-deformação bilinear.

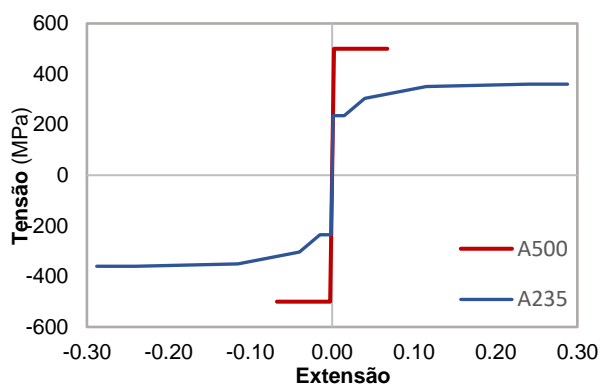


Figura 8 – Modelo da relação constitutiva do aço A235 e A500 considerados.

Na Tabela 3 são apresentadas as propriedades relevantes dos aços A235 e A500 considerados neste trabalho.

Tabela 3 – Propriedades dos varões aço A235 e A500.

Propriedades Relevantes	A235	A500 NR
Módulo de Elasticidade	$E_s = 210 \text{ GPa}$	$E_s = 210 \text{ GPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,30$	$\nu = 0,30$
Tensão de Cedência	$f_{syk} = 235 \text{ MPa}$	$f_{syk} = 500 \text{ MPa}$
Tensão de Rotura	$f_{suk} = 360 \text{ MPa}$	$f_{suk} = 575 \text{ MPa}$
Extensão de Cedência	$\epsilon_{sy} = 0,00112$	$\epsilon_{sy} = 0,00238$
Extensão de Endurecimento	$\epsilon_{sh} = 0,15000$	–
Extensão de Rotura	$\epsilon_{suk} = 0,24000$	$\epsilon_{suk} = 0,06750$

3.3 Modelação dos Elementos Estruturais

3.3.1 Vigas e Pilares

As vigas e os pilares da estrutura foram modelados como elementos de barra no programa *Section Designer* do *SAP2000 V18.2* (CSI, 2016), com base nas peças desenhadas do projecto [13]. No caso particular das vigas em que as armaduras longitudinais variam ao longo do elemento, apenas foram modeladas as secções dos nós de ligação viga-pilar, onde existe uma maior concentração de esforços durante a ocorrência de um sismo. As secções podem ser consultadas no Anexo B.

3.3.2 Paredes

As paredes estruturais foram modeladas como elementos de barra no programa *Section Designer* do *SAP2000 V18.2* (CSI, 2016), com base nas peças desenhadas do projecto e localizadas no centro de corte dos elementos. No caso particular das paredes T1 e T2 (figura A1 do Anexo A), optou-se por modelar uma secção única em alternativa ao método de modelação original [4], em que a secção foi dividida em duas paredes, unidas por elementos rígidos de forma a simular o comportamento global do elemento (secções planas após deformação).

Na Tabela 4, são apresentadas as armaduras longitudinais e transversais das paredes, sendo importante destacar as reduzidas taxas de armadura transversal (ρ_w) e longitudinal (ρ_{tot}) verificadas, nomeadamente na alma das paredes em “T”. É possível também constatar a espessura reduzida das almas.

Tabela 4 – Propriedades das paredes estruturais.

Parede	Piso	Dim. (m)	Armadura longitudinal	Armadura transversal	$\rho_{tot}(\%)$	$\rho_w(\%)$	
W	Alma	0	0,25 x 4,00	28 Φ 5/16" + 8 Φ 3/4" + 4 Φ 7/8"	Φ 5/16"//0,25	0,52	0,16
		1	0,25 x 4,00	24 Φ 5/16" + 12 Φ 3/8" + 4 Φ 3/4"	Φ 5/16"//0,25	0,32	0,16
		2-8	0,25 x 4,00	36 Φ 5/16" + 4 Φ 5/8"	Φ 5/16"//0,25	0,26	0,16
T	Banzo	0	0,25 x 4,00	28 Φ 5/16" + 8 Φ 3/4" + 4 Φ 7/8"	Φ 5/16"//0,25	0,52	0,16
		1	0,25 x 4,00	24 Φ 5/16" + 12 Φ 3/8" + 4 Φ 3/4"	Φ 5/16"//0,25	0,32	0,16
		2-8	0,25 x 4,00	36 Φ 5/16" + 4 Φ 5/8"	Φ 5/16"//0,25	0,26	0,16
	Alma	0-1	0,15 x 3,00	26 Φ 1/4"	Φ 1/4"//0,25	0,18	0,17
		2-8	0,15 x 3,00	26 Φ 1/4"	Φ 1/4"//0,25	0,18	0,17

3.3.3 Laje

Um bom desempenho de um sistema resistente às acções horizontais depende em grande parte da capacidade da estrutura de distribuir adequadamente as acções laterais aplicadas pelos elementos verticais resistentes. As lajes de BA, sendo elementos com uma rigidez no plano muito superior à rigidez fora do plano, são neste contexto essenciais para um bom desempenho sísmico de uma estrutura, nomeadamente em soluções de lajes fungiformes, onde não existe a contribuição da rigidez axial das vigas, sendo a transmissão das forças laterais asseguradas exclusivamente pela laje. Em geral, as lajes correntes, nomeadamente as lajes maciças, apresentam uma deformabilidade no seu plano bastante reduzida, que permite assumir que este efeito de diafragma rígido está garantido. No entanto, no caso de lajes aligeiradas o efeito de diafragma rígido pode estar comprometido devido à perda de rigidez no plano da laje. Nestes casos, deve ser considerada ao nível do modelo a deformabilidade da laje no seu plano. Na estrutura em estudo, apesar de se tratar de uma laje aligeirada, é importante destacar a existência de vigas longitudinais e diversas vigas de travamento transversal, que contribuem para a rigidez do pavimento no seu plano. Como tal, é expectável que a estrutura apresente uma boa capacidade de distribuir as forças de inércia pelos elementos verticais, garantindo adequadamente o “efeito de diafragma” dos pisos.

A laje da estrutura foi modelada com elementos “*thick shell*” com 0,10 m, que permitem modelar não apenas o comportamento de membrana no plano da laje, mas também o comportamento em flexão. O efeito do aligeiramento foi considerado através de uma redução da espessura da laje, apresentada na Tabela 5.

Tabela 5 – Espessura de laje equivalente (adaptado de [4]).

	Peso volúmico (kN/m ³)	Espessura (m)	Peso por unidade de área (kN/m ²)
Laje aligeirada	15,5	0,16	2,5
Laje maciça equivalente	25,0	0,10	2,5

Esta opção de modelação, apesar de computacionalmente mais complexa quando comparada com a utilização de diafragmas rígidos ao nível dos pisos, tem ainda vantagem de captar, de forma mais realista, a distribuição de cargas gravíticas pelos elementos verticais. No caso particular da ligação dos elementos “shell” às paredes estruturais, foram considerados elementos rígidos ao nível dos pisos (Figura 9), que considera a hipótese das secções planas após a deformação, compatibilizando os deslocamentos.

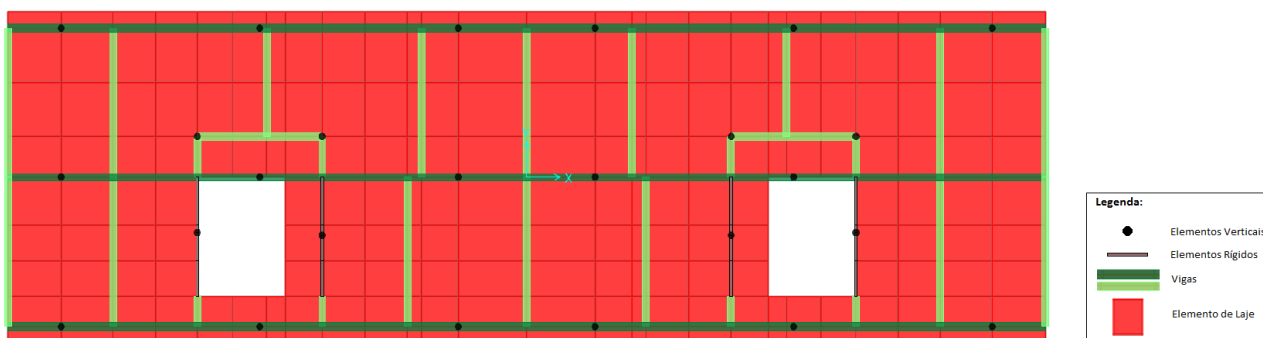


Figura 9 – Modelação da laje de betão armado.

3.3.4 Fundações

A definição das condições de apoio dos elementos tem grande influência no sistema estrutural, condicionando significativamente a resposta e o desempenho sísmico do edifício. Os efeitos da acção sísmica dependem das características dinâmicas da estrutura, nomeadamente a sua rigidez. Como tal, de forma conservativa na avaliação da acção sísmica, alguns regulamentos, nomeadamente em ASCE 7-05 [17] é sugerido que se considere o encastramento total dos elementos na base.

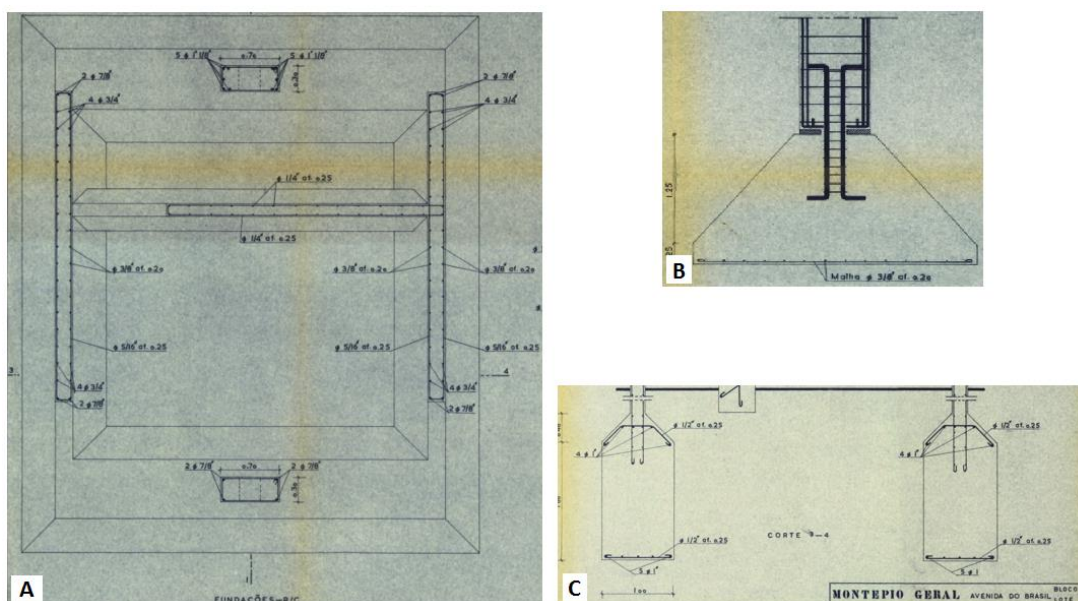


Figura 10 – Peças desenhadas: (A) Fundação do núcleo das escadas; (B) Pormenor da fundação de um pilar; (C) Pormenor da fundação das paredes.

No caso em estudo, tal como foi referido no Capítulo 2, os pórticos foram concebidos com articulações nos apoios (Figura 10 B), através da interrupção das armaduras de flexão entre os pilares e as sapatas, o que diminui significativamente a rigidez de flexão dos pilares após a fendilhação do betão. Como tal, consideraram-se apoios articulados nas bases dos pilares do modelo.

No caso das paredes estruturais, fundadas no núcleo das escadas com sapatas corridas interligadas entre si (Figura 10 A), foram considerados encastramentos totais nas direcções principais de flexão das paredes. Desta forma, é garantida uma avaliação conservativa da acção sísmica, sendo que será necessário posteriormente avaliar a capacidade da fundação em transmitir os esforços ao terreno.

3.4 Modelação dos Elementos não Estruturais

3.4.1 Paredes de Enchimento

Em edifícios em betão armado, a existência de paredes de enchimento fixadas à estrutura, contribui para a rigidez lateral da estrutura, podendo influenciar significativamente a resposta sísmica do edifício. Como tal, no âmbito de análise de estruturas existentes, o EC8 indica que devem ser consideradas as paredes de enchimento que contribuam significativamente para a rigidez e resistência lateral do edifício. Diversas alternativas são propostas para a modelação das paredes de alvenarias. Nesta dissertação considerou-se um método simplificado de modelação do comportamento elástico linear das paredes de alvenaria, proposto em [18], que consiste na definição de escoras diagonais (Figura 11), que simulam o comportamento em compressão da paredes de enchimento.

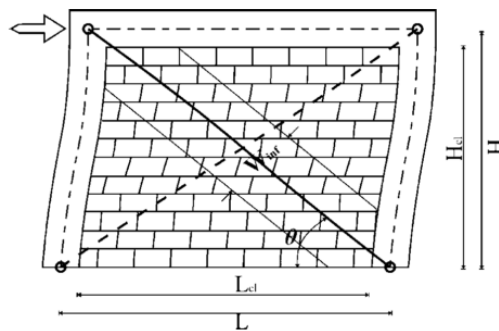


Figura 11 – Modelação das paredes de enchimento, através de escoras diagonais (adaptado de [19])

A espessura da escora (t_w) é a igual à espessura da parede e a largura (w_{inf}) é determinada por:

$$w_{inf} = \frac{0,175L_{cl}}{\cos(\theta_a)(\lambda H)^{0,4}} \quad [3.3]$$

Com:

$$\lambda = \left(\frac{E_w t_w \sin(2\theta_a)}{4E_c I_c H_{cl}} \right)^{1/4} \quad [3.4]$$

Em que H é a altura teórica da parede de enchimento; L_{cl} é a dimensão horizontal livre da parede de enchimento; θ_a é a inclinação da diagonal; H_{cl} é a altura livre da parede de enchimento; E_w e E_c são os módulos de elasticidade das alvenarias e do betão, respectivamente; t_w é a espessura da parede de enchimento e I_c é o momento de inércia dos pilares.

Apesar de algumas limitações, nomeadamente o facto de considerar as forças de compressão aplicada directamente nos nós dos pórticos, esta metodologia de modelação apresenta resultados bastante aceitáveis, no caso de paredes sem aberturas significativas [19].

De acordo com a memória descritiva, as paredes interiores são compostas por um pano de tijolos de 30x20x15 cm, enquanto que as paredes exteriores apresentam dois panos de alvenarias, com tijolos de 30x20x15 cm e 20x20x7 cm. As propriedades dos tijolos de alvenarias foram consideradas com base nos valores médios, prescritos pela norma NP834 [20]. De acordo com Fardis [19], o módulo de elasticidade das paredes pode ser estimado entre 500 e 1000 vezes a resistência à compressão dos

tijolos. Nesta dissertação, optou-se por um valor intermédio de 750 vezes a resistência à compressão. Na Tabela 6, são apresentadas as propriedades dos tijolos de alvenarias considerados.

Tabela 6 – Propriedades dos tijolos de alvenaria, de acordo com NP 834(1971).

Tijolo	Peso próprio (kN/m ³)	Resistência à compressão (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
30x20x15 cm	11,5	3,7	2.775

No edifício em estudo, constata-se que as paredes de enchimento, nomeadamente as paredes exteriores, apresentam aberturas de grandes dimensões (em muitos casos mais do que uma), que afectam de forma significativa a rigidez lateral da parede. Nesta dissertação, apenas se consideraram as paredes sem aberturas significativas, como identificado na Figura 12.

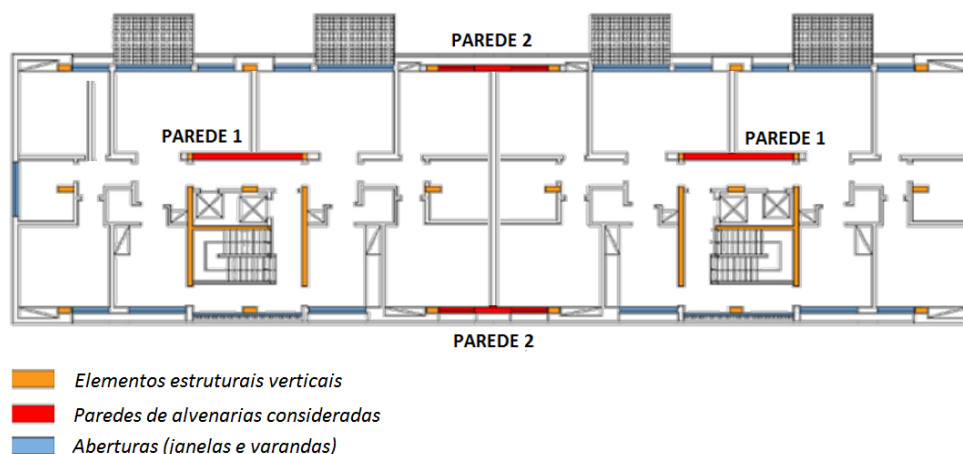


Figura 12 – Identificação das paredes de enchimento, consideradas nos pisos correntes (adaptado de [4]).

A influência das aberturas na redução da rigidez das paredes, foi considerada através da redução da espessura das diagonais comprimidas equivalentes (w_{inf}), pelo factor de redução λ_0 [21].

$$\lambda_0 = 1 - \frac{1,5L_0}{L_{cl}} \quad [3.5]$$

L_0 – Largura da abertura.

Na Tabela 7 – Propriedades das escoras diagonais de compressão são apresentadas as propriedades das escoras diagonais equivalentes, que simulam o comportamento das paredes de enchimento consideradas.

Tabela 7 – Propriedades das escoras diagonais de compressão

Parede	Piso	$t_w(m)$	$L_{cl}(m)$	$H_{cl}(m)$	$I_c(m^4)$	$L_0(m)$	λ_0	$w_{inf}(m)$
Parede 1	1-7	0,15	4,25	2,3	0,00013	0,0	1,00	0,46
Parede 2	1	0,22	4,55	2,3	0,00260	1,4	0,54	0,65
	2-3	0,22	4,55	2,3	0,00133	1,4	0,54	0,58
	4-8	0,22	4,55	2,3	0,00056	1,4	0,54	0,54

3.5 Modelação do Comportamento não Linear da Estrutura

3.5.1 Modelos de Plasticidade

A modelação do comportamento não linear pode ser considerada através de modelos da plasticidade concentrada ou distribuída. Os modelos de plasticidade concentrada consistem numa simplificação em que o comportamento não linear é modelado concentrado nas extremidades dos elementos através de rótulas plásticas (Figura 13 a) ou molas não lineares (Figura 13 b), onde são definidas as relações momentos-curvaturas. Em alternativa, nos modelos de plasticidade distribuída os elementos são discretizados e são modeladas as relações constitutivas em várias secções interiores do elemento (Figura 13 (c) a (e)). Os modelos de plasticidade distribuída são reconhecidamente mais realistas, no entanto devido à sua maior complexidade são significativamente mais sensíveis e pesados computacionalmente quando comparados com os modelos de plasticidade concentrada [22]. Por outro lado, nos modelos de plasticidade distribuída, é extremamente difícil, sem recurso a modelos e *softwares* sofisticados, capturar comportamentos locais tais como fenómenos de encurvadura ou fenómenos não-lineares de interacção flexão-corte. Em contrapartida, com modelos de plasticidade concentrada é possível calibrar o comportamento dos elementos tendo em conta estes fenómenos [23].

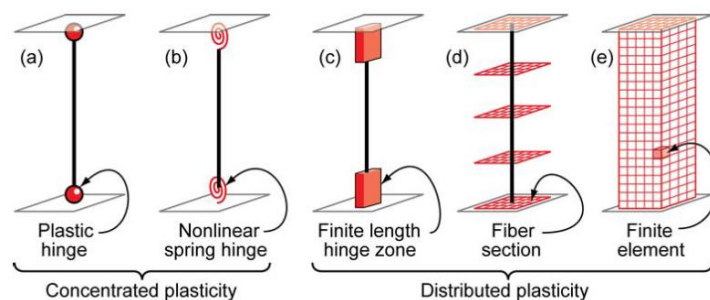


Figura 13 – Modelos de Plasticidade (adaptado de [23])

No desenvolvimento do modelo deste trabalho, considerou-se os seguintes modelos:

- **Vigas e pilares:** Modelação com rótulas plásticas, nas extremidades dos elementos (plasticidade concentrada, Figura 13 a).
- **Paredes estruturais:** Modelação com secções de fibras, distribuídas ao longo dos pisos das paredes (plasticidade distribuída, Figura 13 d).

É importante realçar que os modelos de plasticidade concentrada, considerados no modelo base com definição de rótulas plásticas (Figura 13 a), foram inicialmente desenvolvidos no âmbito da análise de estruturas porticadas, onde a hipótese de assumir que a plasticidade se concentra junto das extremidades das vigas e dos pilares, é claramente uma hipótese razoável. Esta hipótese torna-se menos realista no caso das paredes estruturais, onde o comprimento da rótula plástica é na ordem de grandeza da altura dos pisos, pelo que os modelos de plasticidade concentrada não permitem captar o comportamento real das paredes estruturais[24]. Como tal, ao encontro do sugerido em [4], optou-se pela adopção de uma modelação não linear nas paredes com recurso a modelos de fibras das secções transversais.

3.5.2 Modelação do Comportamento Não-Linear das Vigas e Colunas

Na modelação do comportamento não linear dos elementos dos pórticos, considerou-se o modelo de plasticidade concentrada, com rótulas plásticas nas extremidades dos elementos. Esta alternativa de modelação, bastante razoável no caso de vigas e pilares, tem vantagem de ser significativamente menos exigente a nível computacional, face a uma alternativa com modelos de plasticidade distribuída. As rótulas plásticas, aplicadas nas extremidades dos pilares e nas secções dos apoios das vigas, são modeladas através da definição das relações momentos-curvaturas dos respectivos elementos, consideradas ao longo de um determinado comprimento de rótula plástica, sendo que, as rotações são determinadas através do produto da curvatura da secção pelo comprimento da rótula.

Na definição das relações momentos-curvaturas dos elementos, foram consideradas as relações idealizadas, desenvolvidas manualmente em [4]. No caso das vigas, foram considerados rótulas de flexão simples, do tipo “*moment M3*”, que consideram apenas o comportamento em flexão segundo o eixo de inércia forte das vigas. Relativamente aos pilares, foram consideradas rótulas de interacção, tipo “*interacting P-M2-M3*”, que consideram o comportamento em flexão composta desviada dos elementos. As relações momentos-curvaturas idealizadas dos pilares, normalizados em relação aos momentos resistentes, foram definidas para uma gama de valores de esforço axial verificados. Os momentos resistentes, considerados nas rótulas plásticas, correspondem aos momentos de plastificação das armaduras e a curvatura última da secção, corresponde à curvatura para a qual o betão atinge a extensão de rotura à compressão.

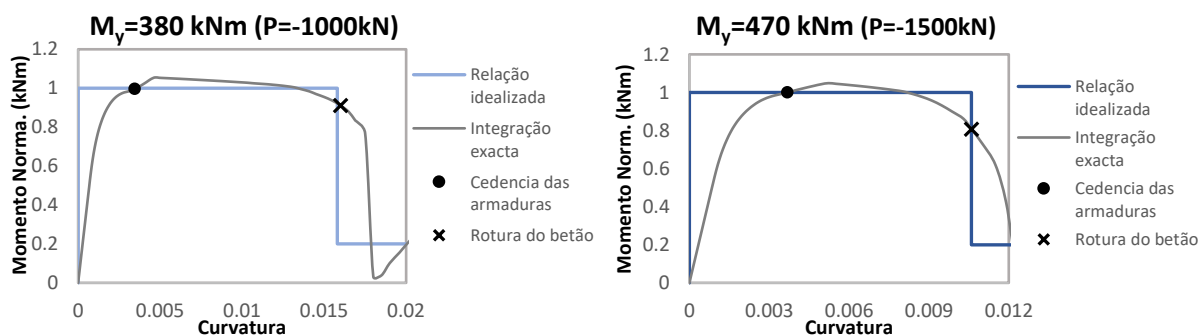


Figura 14 – Relação momento-curvatura idealizada para o pilar A1, para valores de esforço normal de -1000kN e -1500kN.

As relações momentos-curvaturas definidas nas rótulas plásticas foram normalizadas ao esforço momento resistente (Figura 14), sendo este e as respectivas curvas de interacção determinadas automaticamente na análise, pelo programa SAP2000, com base nas secções definidas no programa *Section Designer*.

Um dos grandes factores de incerteza nestes modelos de plasticidade concentrada, com grande influência no comportamento da estrutura, é a definição do comprimento da rótula plástica. Diversas expressões empíricas são propostas para a estimação deste comprimento, no qual se desenvolve a plasticidade, destacando-se a eq. 3.6, proposta por Paulay e Priestly [25]. Contudo, a utilização destas expressões conduzem a uma sobreavaliação significativa do comprimento da rótula plástica L_p , em secções de betão armado com varões de aço liso [26].

$$L_p = 0,08L_v + 0,022f_{sy}d_{bl} \quad [3.6]$$

Em que L_v é a distancia entre a extremidade onde ocorre a cedência e o ponto de contra flecha (momentos nulos); f_{sy} é a tensão de cedência do aço e d_{bl} é o diâmetro das armaduras longitudinais. De acordo com [4], a aplicação da eq. 3.6, aos elementos do caso de estudo, conduz a valores de comprimentos das rótulas plásticas, na ordem de 50% da altura da secção dos elementos. De acordo com as conclusões dos ensaios cíclicos, realizados a nós vigas-pilares, apresentados em [27], verificam-se valores de comprimento das rótulas plásticas na ordem dos 25% da altura. Como tal, considerou-se, ao encontro da hipótese assumida para o modelo base, um comprimento de rótula plástica igual a metade do obtido de acordo com a proposta de Paulay & Priestly [25].

$$L_p = 0,04L_v + 0,011f_{sy}d_{bl} \quad [3.7]$$

3.5.3 Modelação do Comportamento Não-Linear das Paredes Estruturais

As paredes estruturais tomam um papel preponderante na resposta da estrutura às acções horizontais, tal como foi descrito em 2.2. Como tal, de forma a obter resultados mais realistas do comportamento das paredes e da estrutura, foi considerado um modelo de plasticidade distribuída com recursos a secções de fibras (Figura 13 d). Este modelo consiste na discretização dos elementos em secções transversais ao longo do seu desenvolvimento, que por sua vez são discretizadas em fibras. A cada fibra é associado um modelo não-linear de tensão-deformação uniaxial, correspondente ao respectivo material. Com base na hipótese de Bernoulli (secções planas mantém-se planas após a deformação), as fibras são integradas numericamente ao longo das secções de forma a obter os esforços resultantes, relações momentos-curvaturas e relações forças-deslocamentos axiais [23]. Esta metodologia de modelação não linear, tem ainda a vantagem de considerar, automaticamente, o efeito do esforço axial efectivo, nas relações momentos-curvaturas das secções, ao contrário da alternativa de modelação com a definição de rótulas plásticas, em que as relações são definidas para valores de esforço axial fixos, estimados *a priori*.

As secções de fibras foram definidas com base nas secções das paredes definidas no programa *Section Designer* do *SAP2000 V18.2* (CSI, 2016) e distribuídas ao longo das paredes. É importante realçar que, de forma a reduzir a complexidade do modelo, apenas se considerou secções de fibras nos primeiros três pisos das paredes da estrutura. Apesar de não ser expectável um grande nível de esforços, acima dos dois primeiros pisos da estrutura, verifica-se uma redução das quantidades de armadura entre o piso térreo e o segundo piso, pelo que, se optou por prolongar as secções de fibras até ao piso onde termina a descontinuidade das armaduras das paredes. Este tipo de modelação é muito sensível à discretização, transversal e longitudinal dos elementos. A calibração da discretização das secções, que deve ter em conta a qualidade dos resultados e o desempenho a nível computacional, será alvo de análise em 3.7.2.

Em termos de resultados, os elementos modelados com secções de fibras reportam extensões nas fibras de aço e betão, ao contrário do que acontece usualmente com elementos modelados com rótulas plásticas pontuais, em que se caracteriza directamente o estado dos elementos em termos de deformações. Uma vez que os critérios usuais de verificação consistem em capacidades de

deformações dos elementos, é necessário posteriormente adaptar os resultados obtidos nas secções de fibras [23].

3.5.4 Modelação do Comportamento Não-Linear das Paredes de Enchimento

As paredes de enchimento, apesar do contributo inicial significativo na resposta sísmica do edifício, apresentam uma rotura tendencialmente frágil. Nesta dissertação, o comportamento não linear das paredes de enchimento, foi considerado através da aplicação de “*hinges*” do tipo “Axial P” no programa SAP2000, que simulam a relação força-deslocamento em regime não linear das escoras diagonais comprimidas equivalentes. A relação força-deslocamento em regime não linear definida, considera um troço com uma redução da rigidez axial das escoras, correspondente ao início da fendilhação na parede, após se atingir o esforço de fendilhação por corte F_{cr} , determinada pela eq. 3.8. Este troço é prolongado até se atingir a força máxima correspondente à rotura por corte da parede, definida em [21] pela expressão eq. 3.9. O deslocamento correspondente à tensão máxima, foi determinado assumido um deslocamento relativo entre pisos de 0,20% e 0.15% para paredes sem aberturas e paredes com uma janela, respectivamente, ao encontro do considerado em [21].

$$F_{cr} = \tau_{cr} L_{cl} t_w \quad [3.8]$$

$$F_{max} = 1,3F_{cr} \quad [3.9]$$

Em que τ_{cr} é a tensão tangencial de fendilhação, tendo sido adoptado o valor proposto em [6] de 0,28 MPa; L_{cl} é a comprimento livre da parede e t_w é a espessura da parede. Após se atingir o esforço máximo, correspondente à rotura por corte das paredes, foi considerado um troço de rigidez negativa pouco acentuada, de forma a evitar problemas de instabilidade numérica no modelo. Na Tabela 8, são apresentados os valores considerados no cálculo dos esforços de fendilhação e máximos das paredes de enchimento, sendo possível observar, na Figura 15, as relações força-deslocamento das diagonais comprimidas. Os esforços foram reduzidos pelo factor λ_0 , determinado de acordo com a eq. 3.5, de forma a ter em conta as aberturas das paredes.

Tabela 8 – Esforços de fendilhação e máximos, das paredes de enchimento.

Parede	$t_w(m)$	$L_{cl}(m)$	$H_{cl}(m)$	λ_0	$F_{cr}(kN)$	$F_{max}(kN)$	$\delta_a(m)$	$\delta_r(\%H_{cl})$
Parede 1	0,15	4,25	2,3	1,00	178,5	232,1	0,050	0,15
Parede 2	0,22	4,35	2,3	0,54	150,9	105,6	0,035	0,20

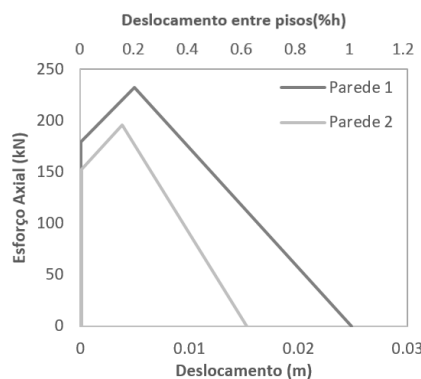


Figura 15 – Relação força-deslocamento das escoras diagonais em compressão.

3.6 Definição das Acções

3.6.1 Cargas Gravíticas

A resposta sísmica de uma estrutura depende, em grande medida, da sua massa. Ao nível da modelação, a massa da estrutura foi considerada através da aplicação das cargas gravíticas correspondentes, resumidas na Tabela 9.

Tabela 9 – Cargas gravíticas consideradas na estrutura.

Tipo de Acções	Acções	Peso
Peso Próprio	Betão (C20/25)	25 kN/m ³
	Aço (S235)	7800 kN/m ³
Cargas Quase Permanentes	Paredes divisórias interiores	2 kN/m ²
	Revestimentos	1,5 kN/m ²
	Paredes divisórias exteriores	6,75 kN/m
Sobrecargas	Edifício Residencial (EC1-1)	2,0 kN/m ²

As cargas quase permanentes e as sobrecargas foram aplicadas sobre as lajes dos pisos à excepção das paredes divisórias exteriores que foram aplicadas sobre as vigas de contorno como uma carga linear distribuída (carga em faca). Em termos de acções verticais para a situação de projecto sísmico, o EC8 indica a massa da estrutura deve ser determinada de acordo com a seguinte combinação de acções:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad [3.10]$$

Em que $G_{k,j}$ e $Q_{k,j}$ correspondem aos valores característico das acções permanente e variável, respectivamente e $\psi_{E,i}$ é o coeficiente de combinação para a acção variável i , no projecto de sísmica sendo determinado por:

$$\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2,i} \quad [3.11]$$

$\psi_{2,i} = 0,3$ para sobrecargas em edifícios de habitação;

$\varphi = 1,0$ e $0,8$ para coberturas e piso com ocupação correlacionadas respectivamente.

Na Tabela 10, é apresentada a massa da estrutura de acordo com os eurocódigos, para combinação fundamental e sísmica, comparativamente com uma estimativa da massa considerada no projecto original, com base nas indicações da memória descritiva em termos de acções gravíticas consideradas. É possível observar que a massa considerada na determinação dos impulsos sísmico no projecto original é semelhante à massa da estrutura para o projecto de sísmica, de acordo com o EC8.

Tabela 10 – Massa da estrutura

Situação	Peso Total	Massa da Estrutura
Projecto Original (estimativa)	31470 kN	3211 ton
EC - Combinação Fundamental	51480 kN	5248 ton
EC - Combinação Sísmica	37100 kN	3782 ton

3.6.2 Acção Sísmica

Neste estudo foram realizadas análises dinâmicas modais por espectro de resposta (análise dinâmica linear) e análises “pushover” (análises estáticas não lineares). No caso da análise dinâmica modal por espectro de resposta, cujos resultados são considerados para a definição do coeficiente correctivo na extensão do método N2 (discutida em 4.6.2), a acção sísmica foi considerada através da definição dos espectros de resposta elástica de aceleração (Figura 16).

Nas análises “pushover”, à estrutura sob forças gravíticas constantes, são aplicadas cargas horizontais de crescimento monotónico, que simulam as forças inercias a que a estrutura é sujeita, durante a ocorrência de um sismo. Considerou-se, de acordo com EC8-1 [10], duas distribuições verticais de forças laterais:

Distribuição Uniforme: Distribuição de forças laterais proporcionais à massa independentemente da altura (aceleração de resposta uniforme);

Distribuição Modal: Distribuição de forças laterais proporcionais às forças inercias correspondentes aos modos de translação fundamentais na direcção considerada, determinados na análise modal.

A acção sísmica é definida com base no espectro de resposta elástico no formato aceleração-deslocamento espectral (Figura 17) e, por fim, o deslocamento-alvo é determinado, para o qual é avaliado o estado da estrutura e dos seus componentes.

3.6.2.1 Espectro de Resposta Elástico de Aceleração

O espectro de resposta elástica de aceleração foi definido de acordo com o EC8-1 [10], para um edifício na cidade de Lisboa, para um terreno do considerado do tipo B (depósito de areias muito compactas) com amortecimento viscoso da estrutura (ξ) de 5% (estrutura de betão armado).

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad [3.12]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad [3.13]$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad [3.14]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : \quad S_a(T) = a_g \cdot S \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad [3.15]$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad [3.16]$$

Em que S_a é a aceleração espectral, T é o período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade; T_B é o limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante; T_C é o limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante; T_D é o valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante S é o coeficiente do solo. O valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A (a_g), foi determinado com a consideração de um factor de importância γ_1 igual a 1, prescrito pelo EC8-1 [10] para estruturas correntes. Este factor que afecta directamente a aceleração à superfície e tem como objectivo corrigir o tempo de retorno da acção sísmica consoante a importância do edifício. No caso de estruturas correntes, o valor de $\gamma_1 = 1,0$

corresponde a uma acção sísmica com um período de retorno de referência de 475 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos. Na Tabela 11 são apresentados os parâmetros do espectro para o solo do tipo B na cidade de Lisboa de acordo com [10].

Tabela 11 – Parâmetros dos espectros de resposta de aceleração considerados

Parâmetros	Sismo Próximo (Tipo 1)	Sismo Afastado (Tipo 2)
η	1,0	1,0
γ_1	1,0	1,0
a_{gr}	1,5 m/s ²	1,7 m/s ²
a_g	1,5 m/s ²	1,7 m/s ²
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

Recentemente, tem sido discutida a hipótese de reduzir a acção sísmica no âmbito de análise sísmica de edifícios existentes, com a justificação de que não seria adequado exigir o mesmo nível de desempenho sísmico de uma estrutura nova (no início do seu período de vida útil) a estruturas existentes, que em muitos dos casos podem já ter ultrapassado o seu período de vida útil. Foi analisada uma redução do período de retorno da acção sísmica, prevista na anexo nacional do EC8-3 [5], para 307 anos (Tabela 12), correspondente a uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos.

Tabela 12 – Coeficientes de importância para os períodos de retorno da acção sísmica considerados.

Período de Retorno (anos)	Coeficiente de importância (γ_1)	
	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2
475	1,00	1,00
307	0,75	0,84

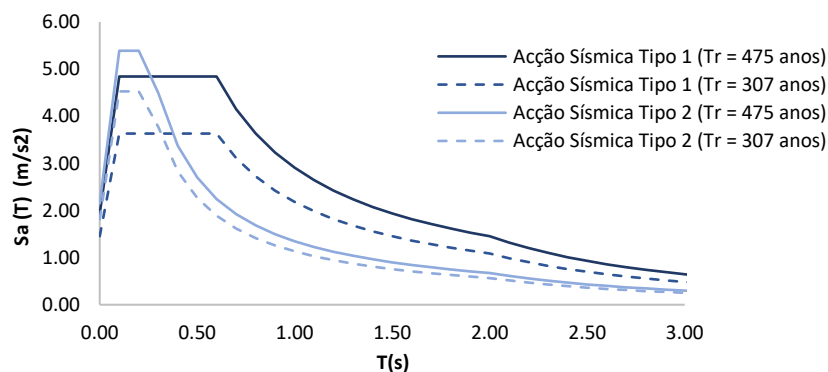


Figura 16 – Espectro de resposta elástico de aceleração de acordo com o EC8-1 [10], na região de Lisboa, num solo do Tipo B e com um factor de amortecimento $\xi = 5\%$.

3.6.2.2 Espectro de Resposta Elástico de Deslocamento (ADRS)

O espectro de resposta elástico no formato aceleração-deslocamento espectral é obtido através da seguinte transformação.

$$S_{De}(T) = S_a(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad [3.17]$$

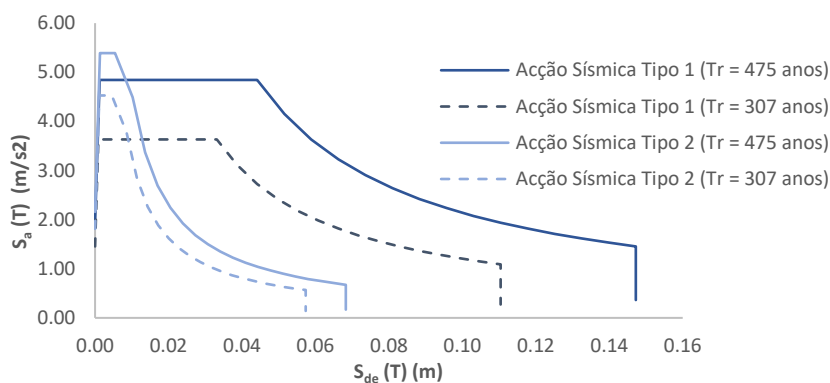


Figura 17 – Espectro de resposta elástica no formato aceleração-deslocamento espectral de acordo com o EC8-1 [10], na região de Lisboa, num solo do Tipo B e com um factor de amortecimento $\xi = 5\%$.

3.7 Análise de Sensibilidade

Nesta secção, pretende-se realizar uma análise ao impacto de diversos parâmetros e alternativas de modelação na análise “pushover” da estrutura, de forma a calibra os modelos finais. As questões avaliadas neste capítulo são as seguintes:

- Modelos de plasticidade;
- Discretização longitudinal e transversal dos elementos modelados com secções de fibras;
- Rigidez elástica dos elementos;
- Consideração das paredes de enchimento.

3.7.1 Comparação com o Modelo Base

Relativamente ao modelo base, apresentado em [4], destacam-se as seguintes alterações:

Modelos de plasticidade

Como foi referido em 3.4, nesta dissertação foram considerados dois modos distintos de modelar o comportamento não linear dos elementos. Relativamente às vigas e pilares estruturais, considerou-se modelos de plasticidade concentrada (PC), adoptada no modelo base [4], com a definição de rótulas plásticas nas extremidades dos elementos. No caso das paredes estruturais, optou-se por um modelo de plasticidade distribuída (PD) com a definição de secções de fibras, distribuídas ao longo dos elementos, em alternativa ao modelo com rótulas plásticas adoptado no modelo base. As discretizações longitudinais e transversais consideradas nas paredes será justificada em 3.7.2.

Rigidez elástica dos elementos

A não ser que seja efectuada uma análise rigorosa dos elementos fendilhados, o [10] indica que deve ser considerada uma redução da rigidez elástica dos elementos. Segundo [4], no modelo base foi considerado uma redução da rigidez elástica dos elementos, de acordo com o proposto em [25]. Esta redução é justificada em análises lineares, onde o comportamento não linear dos elementos é considerado apenas de forma indirecta, com a aplicação de um factor de comportamento. Em análises não lineares, onde é modelado o comportamento não linear dos elementos (incluindo fendilhação), esta redução torna-se redundante. No entanto, no caso particular das vigas, é importante realçar que apenas

foram definidas rótulas plásticas nas secções junto dos apoios. Como tal, justifica-se uma redução da rigidez elástica das vigas, uma vez que é expectável que ocorra fendilhação nas faces inferiores, na zona dos vãos, devido aos momentos positivos provocados pelas cargas gravíticas. Esta redução será alvo de análise em 3.7.3. Na Tabela 13 são resumidas as principais características distintivas entre o modelo base e o desenvolvido neste trabalho (modelo 1).

Tabela 13 – Análise de sensibilidade: comparação com o modelo base.

	Modelo Base	Modelo 1
Módulo de Elasticidade das Colunas	60%	100%
Módulo de Elasticidade das Vigas	40%	100%
Módulo de Elasticidade das Paredes	40%	100%
Modelação não linear das Vigas	PC	PC
Modelação não linear dos Pilares	PC	PC
Modelação não linear das Paredes	PC	PD

Na Figura 18, são apresentadas as curvas de capacidade da análise “pushover”, que consistem nas relações entre a força de corte na base e o deslocamento do nó de controlo (centro de gravidade da cobertura do edifício), para os dois modelos e para a distribuição de forças lateral uniforme e modal.

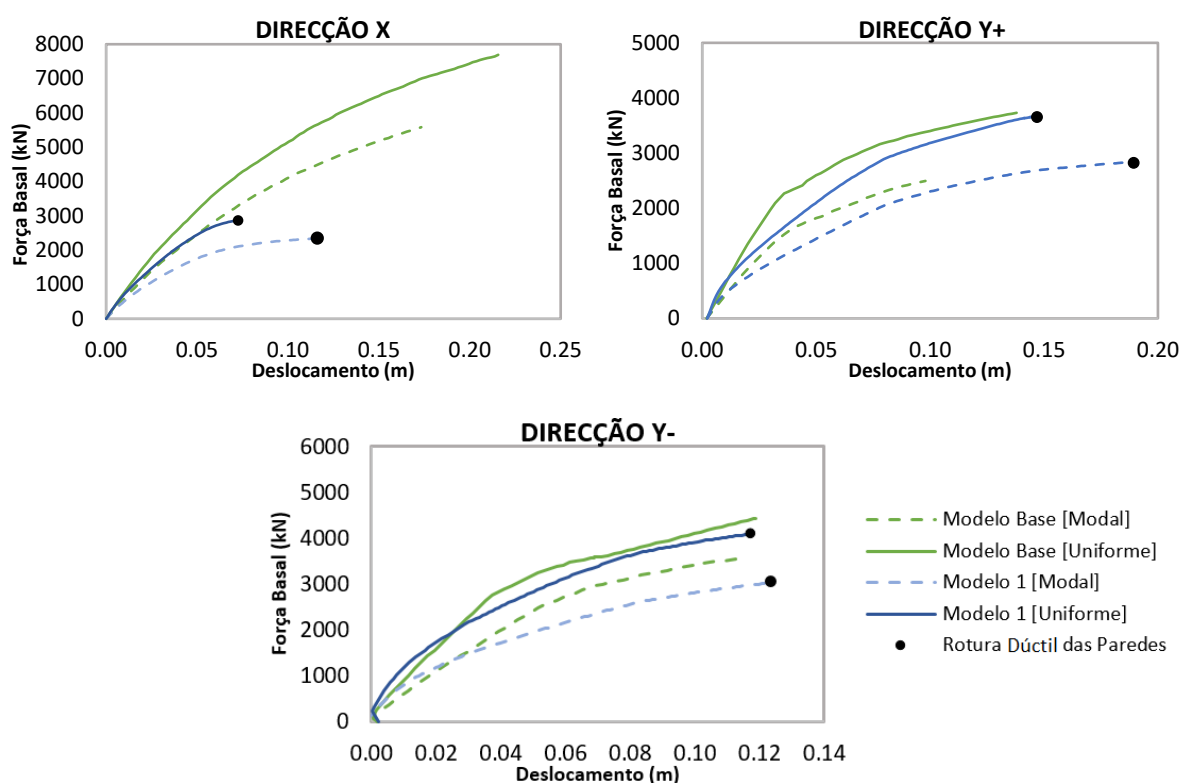


Figura 18 – Análise de Sensibilidade (comparação com o modelo base): Curvas de capacidade.

Na análise das curvas das capacidades verificaram-se diferenças significativas, relativamente ao modelo base. Estas diferenças devem-se nomeadamente ao novo modelo de plasticidade distribuída, considerada nas paredes estruturais, uma vez que a alteração ao nível da rigidez elástica dos elementos afecta essencialmente a rigidez global da estrutura, o que não justifica as diferenças de comportamento verificadas, nomeadamente ao nível da distribuição de danos. De facto, verificou-se que apesar do aumento da rigidez elástica dos elementos, a rigidez da estrutura é globalmente inferior no modelo 1 para a distribuição modal.

Na direcção X, condicionada pela resposta do sistema misto pórtico-parede, verifica-se um deslocamento último significativamente inferior no modelo 1, condicionado pela rotura por flexão das paredes em "T". Esta diferença significativa pode ser justificada por uma sobrestimação da capacidade de rotação das paredes no modelo com a plasticidade concentrada. Constatou-se ainda que os pórticos estruturais no modelo 1 estão relativamente folgados em comparação com os pórticos no modelo base, com alguns pilares a atingir a cedência, mas longe do colapso dúctil por flexão (Figura 19). Por outro lado, verifica-se a tendência para a formação de rótulas plásticas nos pilares dos pisos superiores, o que pode conduzir a mecanismos de colapso locais. Contudo, a contribuição das duas paredes em "T" garante redundância do sistema resistente, assegurando a transmissão do incremento de carga após a plastificação dos pilares nos pisos críticos, impedindo a formação de mecanismos de colapso local. De facto, constatou-se que as paredes estruturais absorvem cerca de 65% da força de corte basal, correspondendo a um sistema misto equivalente a paredes de acordo com o EC8-1 [10]. No modelo 1, observou-se ainda que o deslocamento máximo corresponde à rotura dúctil da parede mais esforçada do sistema, sendo que apesar de uma perda substancial da força de corte basal, seria expectável que a estrutura apresentasse alguma capacidade de deformação dada a capacidade disponível na parede oposta, complementada com alguma rigidez disponível ao nível dos pisos inferiores dos pórticos. No entanto, ao encontro da conclusão apresentada em [28], não foi possível reproduzir o efeito de perda de resistência após se atingir a força de corte basal máxima no modelo testado no programa SAP2000.

Tal como foi referido anteriormente, a descontinuidade das paredes de enchimento pode resultar num mecanismo de colapso local associados ao colapso dos pilares do piso térreo. À semelhança do modelo base, no modelo 1 não foram consideradas as paredes de enchimento. Contudo, ao contrário do modelo base, verificou-se que os pilares do piso térreo não chegam a atingir a cedência. O efeito das paredes de alvenarias será alvo de análise em 3.7.4.

Relativamente à resposta da estrutura segundo os dois sentidos da direcção transversal, condicionados exclusivamente pela resposta das paredes estruturais, verificam-se tendências semelhantes ao nível das curvas de capacidade. Contudo, verificou-se um aumento em termos de deslocamentos últimos, nomeadamente para a distribuição modal de forças em altura, que por definição deveria corresponder ao carregamento que minimiza a energia de deformação do sistema resistente (menor resistência), maximizando a capacidade de deformação da estrutura.

Em resumo, é possível concluir que a diferença de resultados se deve essencialmente à dificuldade de avaliar o comprimento de rótula plástica, nomeadamente das secções em "T", que não depende apenas das dimensões e pormenorização das armaduras, mas também dos esforços, da direcção e sentido da acção sísmica.

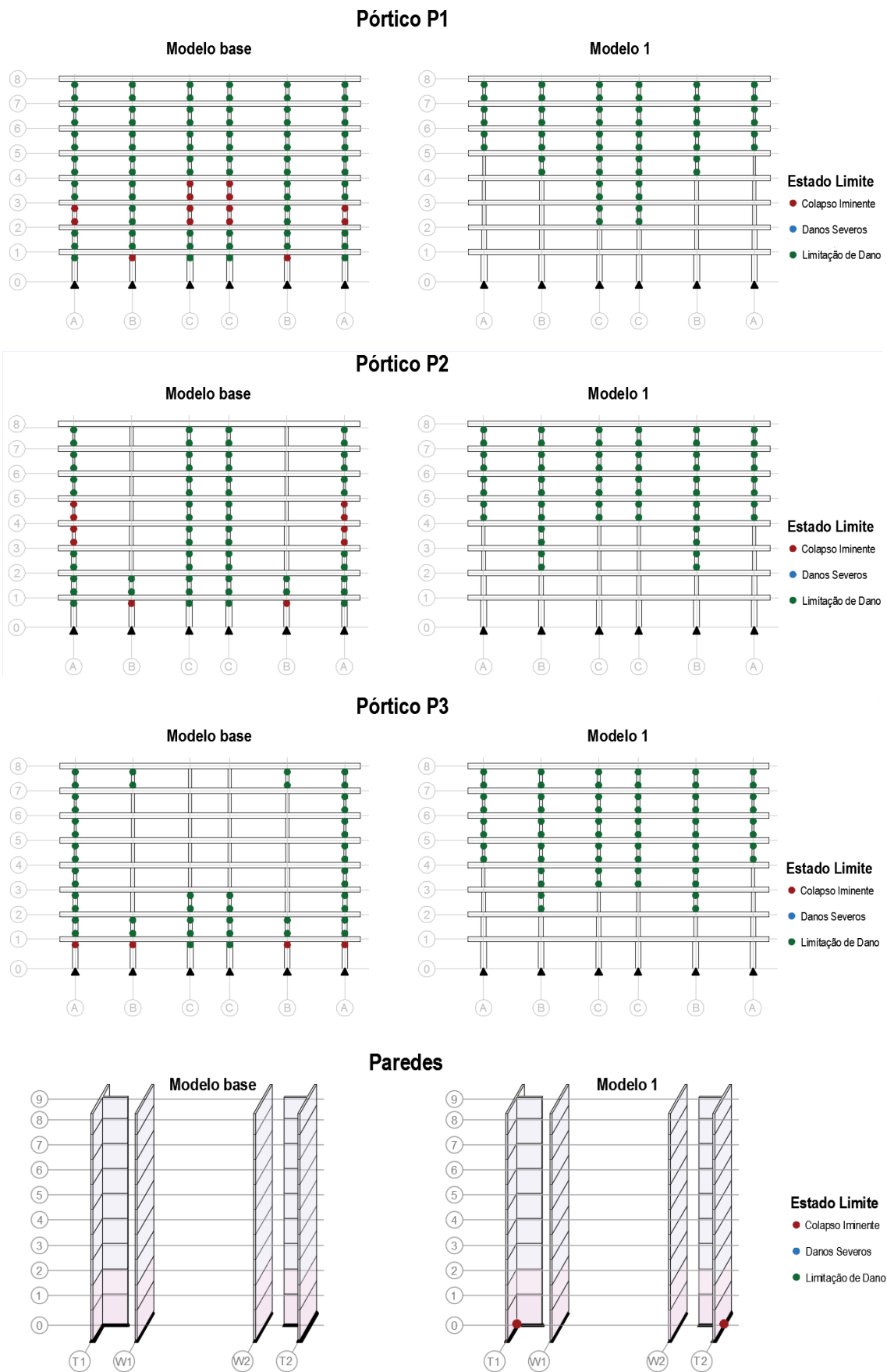


Figura 19 – Análise de sensibilidade (comparação com o modelo base): Estado das rótulas plásticas nos pilares e paredes (direcção X+ e X-). Numeração dos pórticos/alinhamentos apresentada na figura A1(anexo A).

3.7.2 Discretização das Secções de Fibras

Como foi referido anteriormente, os modelos de plasticidade distribuída são muito sensíveis à discretização dos elementos. Relativamente à modelação do comportamento não linear paredes, foram definidas secções de fibras com base nas secções das paredes modelada no programa *Section Designer* do *SAP2000 V18.2* (CSI, 2016). Ao nível da discretização transversal das secções em fibras, o programa define automaticamente para cada armadura uma fibra com a área correspondente à área do varão de aço. Relativamente à secção de betão, foram testados diversos níveis de discretização, de forma a avaliar os resultados ao nível da relação momento-curvatura, para os valores de esforço normal verificados na análise “pushover”. No caso das paredes W1 e W2, a discretização foi avaliada essencialmente segundo a direcção longitudinal, uma vez que as paredes funcionam em flexão composta. Na Figura 20, verifica-se que a discretização com 52 fibras é claramente insuficiente. É ainda possível constatar que a discretização da secção em 62 fibras apresenta resultados bastante satisfatórios, não se justificando a adopção de uma discretização com 82 fibras.

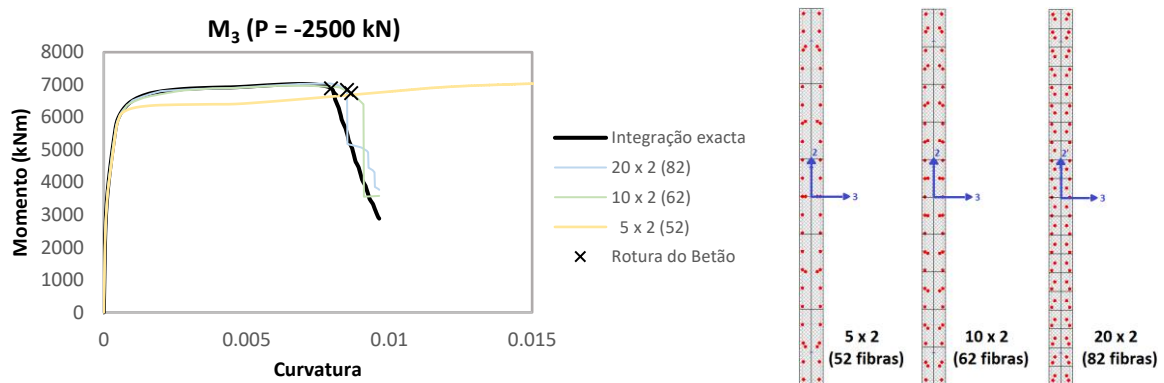


Figura 20 – Relações momento-curvatura das secções de fibras das paredes W1 e W2, para um valor de esforço normal de -2500 kN (52, 62 e 82 fibras).

O processo de calibração das secções de fibras das paredes T1 e T2 foi semelhante ao descrito para as paredes W1 e W2. No entanto, foi necessário avaliar a discretização das secções de betão nas duas direcções, uma vez que a parede pode funcionar em flexão composta desviada.

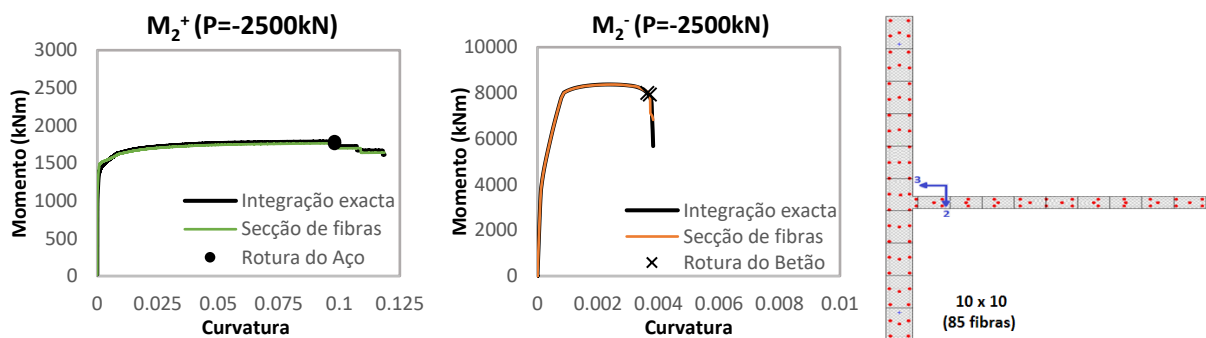


Figura 21 - Relações momento-curvatura das secções de fibras das paredes T1 e T2 (85 fibras), segundo a direcção 2, para um esforço normal de -2500 kN.

As secções T1 e T2 apresentam relações momento-curvatura em flexão segundo a direcção 3 semelhantes ao verificado para as secções W1 e W2, com um ligeiro incremento de resistência devido à ligeira excentricidade do segmentos longitudinal. Relativamente à flexão segundo o eixo 2, verifica-se uma resposta bastante diferente, dependendo do sentido de flexão (Figura 21). Em flexão segundo

o sentido positivo do eixo 2 (M_{2+}), a secção tira partido do banzo comprimido da secção em “T”, apresentando uma rotura bastante dúctil, tirando proveito da totalidade da capacidade dúctil dos varões de aço. Por outro lado, pelo facto da alma ser fracamente armada o momento resistente que é possível mobilizar é relativamente reduzido. Em flexão segundo o sentido negativo do eixo 2 (M_{2-}), a secção consegue mobilizar um momento resistente significativo, tirando proveito das armaduras do banzo. Contudo, apresenta uma rotura aproximadamente frágil, condicionada pela rotura à compressão do betão da alma. Esta diferença de comportamento substancial em termos de rigidez, resistência e capacidade de deformação, e uma vez que as paredes T1 e T2 são dispostas simetricamente, em planta em relação ao eixo Y, conduz a que a resposta da estrutura segundo a direcção X seja condicionada essencialmente pela parede que flexa no sentido negativo do eixo 2, consoante o sentido de aplicação da acção sísmica. Tomando como exemplo a análise “pushover”, realizada ao modelo 1, segundo o sentido positivo da direcção X é possível observar as diferenças significativas nos diagramas de momentos flectores obtidos nas paredes (Figura 22), verificando-se a rotura na parede T2 devido aos momentos negativos e cedência das armaduras de flexão da parede T1, ainda com uma capacidade de deformação disponível significativa

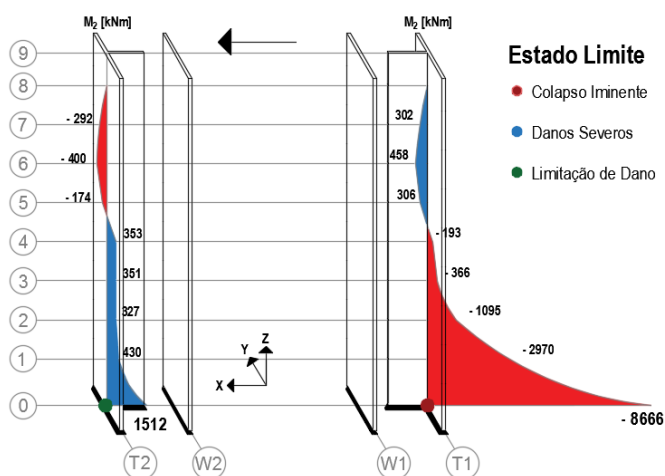


Figura 22 – Diagramas de momentos flectores e estado limite das paredes, segundo a direcção X+ (carregamento uniforme).

É importante realçar que a modelação de uma secção única, no caso de paredes com grandes dimensões, assumindo a hipótese de que as secções se mantêm planas após deformação, deve ser considerada com alguns cuidados. Usando como exemplo a flexão do elemento, segundo o sentido negativo do eixo 2, que tira partido da armadura do banzo da secção em “T”, é necessário verificar a capacidade da secção transmitir, até à zona da alma, a força de tracção mobilizada ao longo do banzo da secção, com uma promenorização adequada da armadura de ligação banzo-alma.

Definida a discretização das secções em fibras no programa *Section Designer*, o passo seguinte é definir a discretização destas secções ao longo dos elementos. Esta modelação foi realizada no programa SAP2000 com a definição de rótulas plásticas, do tipo “*fiber hinges*”, que consiste numa rótula com um determinado comprimento, em que a relações momento-curvatura são calculadas através das secções de fibras, definidas anteriormente. O comprimento é determinado consoante o nível de discretização que se pretende considerar, correspondendo às dimensões das subdivisões do elemento.

As rotações são obtidas pelo produto do comprimento do troço com curvatura determinada na secção. De forma a avaliar a influência da discretização longitudinal dos elementos e assim calibrar o modelo final, foram testadas quatro alternativas de discretizações indicadas na Tabela 14, com a divisão dos elementos em três, cinco, dez e vinte troços de igual comprimento. Na secção inferior de cada troço, foi aplicada uma rótula plástica, com o comprimento correspondente ao respectivo troço.

Tabela 14 - Análise de sensibilidade: Discretização das secções de fibras.

	D3	D5	D10	D20
<i>Parede (Secção Rectangular)</i>				
Número de Fibras	62	62	62	62
Número de Rótulas Plásticas	3	5	10	20
<i>Parede (Secção em T)</i>				
Número de Fibras	85	85	85	85
Número de Rótulas Plásticas	3	5	10	20

Tomando como exemplo as curvas de capacidade de estrutura, segundo a direcção longitudinal (X) (Figura 23), é possível constatar que em todos os modelos o deslocamento último é condicionado pela rotura dúctil das paredes, sendo possível observar que a discretização longitudinal influencia essencialmente a nível da capacidade de deformação total das paredes, sendo que em termos de rigidez e resistência as diferenças são desprezáveis.

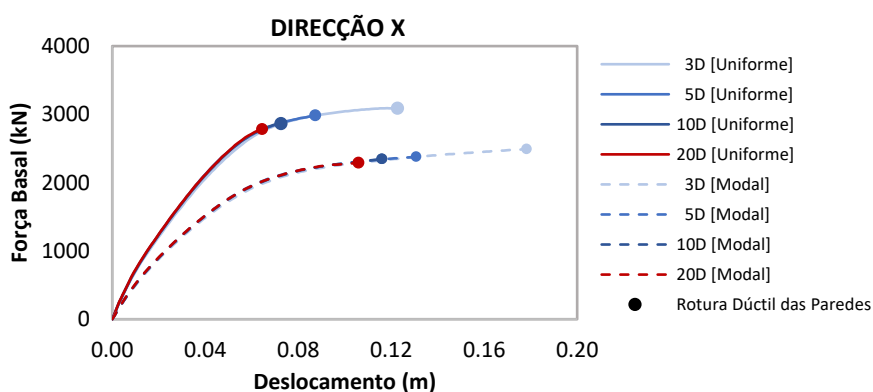


Figura 23 Análise de Sensibilidade (discretização das paredes estruturais): Curvas de capacidade – direcção X.

Considerando como referência a solução com 20 rótulas plásticas, é possível constatar que as soluções com 3 e 5 rótulas plásticas são claramente inadequadas. Relativamente à solução com 10 rótulas plásticas, o erro verificado (Tabela 15) em termos de deslocamento último não é significativo. Como tal, na solução final considerou-se uma discretização com 10 rótulas plásticas por elemento, uma vez que não se justifica o acréscimo de complexidade associado à adopção de uma solução com 20 rótulas plásticas por elemento.

Tabela 15 – Discretização das paredes estruturais - deslocamentos últimos.

	Uniforme		Modal	
	d_u (m)	Erro (%)	d_u (m)	Erro (%)
3 Rótulas plásticas	0,124	90,7%	0,178	67,8%
5 Rótulas plásticas	0,087	33,8%	0,131	23,6%
10 Rótulas plásticas	0,073	12,3%	0,116	9,4%
20 Rótulas plásticas	0,065	0,0%	0,106	0,0%

3.7.3 Rigidez Elástica dos Elementos

Tal como foi referido anteriormente, em análises onde o comportamento não linear dos materiais (incluindo fendilhação) é modelado, uma redução da rigidez elástica dos elementos torna-se redundante. No entanto, no caso particular das vigas é importante realçar que apenas foram definidas rótulas plásticas nas secções junto aos apoios. Como tal, justifica-se uma redução da rigidez elástica das vigas, uma vez que é expectável que ocorra fendilhação nas faces inferiores na zona dos vãos, devido aos momentos positivos provocados pelas cargas gravíticas. Para a avaliação deste efeito, foi testado um modelo alternativo, apresentado na Tabela 16, com uma redução de 60% da rigidez elástica das vigas (modelo 2).

Tabela 16 - Análise de sensibilidade: Rigidez elástica dos elementos.

	Modelo 1	Modelo 2
Módulo de Elasticidade das Colunas	100%	100%
Módulo de Elasticidade das Vigas	100%	60%
Módulo de Elasticidade das Paredes	100%	100%
Modelação não linear das Vigas	PC	PC
Modelação não linear dos Pilares	PC	PC
Modelação não linear das Paredes	PD	PD

Da análise das curvas de capacidade segundo a direcção longitudinal (Figura 24), conclui-se que redução da rigidez da estrutura é pouco afectada pela redução da rigidez elástica das vigas. Segundo a direcção transversal do edifício, tal como seria expectável, as curvas de capacidade são praticamente coincidentes uma vez que a resposta do edifício depende exclusivamente das paredes estruturais. Apesar da semelhança nos resultados, optou-se por considerar a totalidade da rigidez elástica das vigas, uma vez que apesar da rigidez ligeiramente superior observada no modelo 1, verificam-se valores de deslocamentos últimos ligeiramente superiores na direcção X.

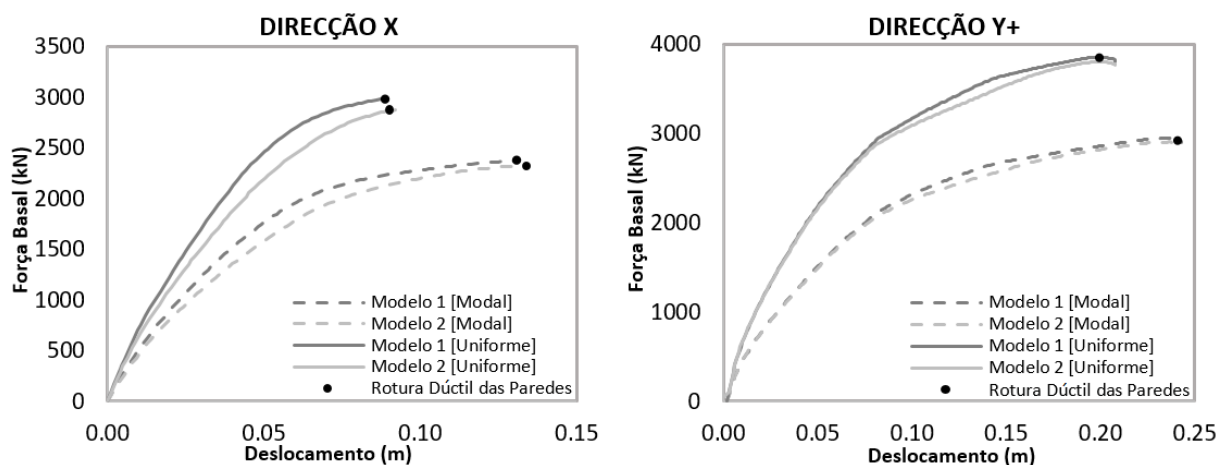


Figura 24 – Análise de Sensibilidade (comparação com o modelo base): Curvas de capacidade.

3.7.4 Paredes de Enchimento

Em edifícios em betão armado, a existência de paredes de enchimento nos pórticos fixadas à estrutura pode contribuir para a rigidez lateral do edifício, influenciando significativamente a resposta sísmica do edifício. Quando distribuídas de forma regular, em planta e em altura, o efeito das paredes de enchimento é geralmente benéfico. Contudo, no caso de uma distribuição irregular, nomeadamente em altura, podem surgir efeitos negativos [21]. Tal como foi mencionado na análise do edifício em estudo (Capítulo 3), a ausência de alvenarias no piso térreo cria uma irregularidade em altura potencializadora de um modo de rotura conhecido por “*soft-storey*”, com a plastificação dos pilares no piso mais flexível. Outro aspecto a ter em conta é a distribuição irregular em planta das paredes de enchimento, que pode conduzir a um agravamento das assimetrias, provocando um aumento da torção e conseqüentemente dos esforços nos elementos mais afastados do centro do centro de rigidez.

De forma a analisar a influência das paredes de enchimento no comportamento da estrutura, foi analisado um modelo alternativo (Tabela 17) com a implementação das paredes de enchimento, de acordo o descrito em 3.4.1 e 3.5.4.

Tabela 17 - Análise de sensibilidade: paredes de enchimento.

	Modelo S/ Alvenarias	Modelo C/ Alvenarias
Módulo de Elasticidade das Colunas	100%	100%
Módulo de Elasticidade das Vigas	100%	100%
Módulo de Elasticidade das Paredes	100%	100%
Modelação não linear das Vigas	PC	PC
Modelação não linear dos Pilares	PC	PC
Modelação não linear das Paredes	PD	PD
<i>Parede (Secção Rectangular)</i>		
Número de Fibras	62	62
Número de Secções de Fibras	10	10
<i>Parede (Secção em T)</i>		
Número de Fibras	85	85
Número de Secções de Fibras	10	10
Paredes de Enchimento	não consideradas	consideradas

O efeito das paredes de enchimento na rigidez da estrutura é visível na diminuição nos períodos dos modos de vibração, nomeadamente do modo fundamental segundo a direcção X (Tabela 18), caracterizado por valores da massa modal efectiva M_{Xn} na ordem dos 68%. O modo de torção, caracterizado por reduzidas massas modais efectivas M_{Xn} , M_{Yn} e M_{Zn} e um momento de derrubamento R_z na ordem dos 66%, apesar de um ligeiro aumento da rigidez, passa a ser o modo mais flexível da estrutura (estrutura torsionalmente flexível). Relativamente à direcção Y, uma vez que apenas foram consideradas paredes de enchimento segundo a direcção X, e pelo facto de que o modo de translação segundo a direcção Y não apresentar níveis de torção significativos, verificou-se que a consideração das paredes de alvenarias tem um impacto desprezável. A análise dos modos de vibração da estrutura será aprofundada em 4.5.

Tabela 18 – Períodos dos primeiros 3 modos de vibração (modelo c/ e s/ paredes de enchimento).

Modo		Modelo S/ Alvenarias					Modelo C/ Alvenarias					
		Período (s)	M_{Xn}	M_{Yn}	M_{Zn}	R_z	Período (s)	M_{Xn}	M_{Yn}	M_{Zn}	R_z	
1	(X)	1,095	69,2%	0,0%	0,0%	1,2%	(r)	0,987	1,3%	0,0%	0,0%	66,1%
2	(r)	1,043	1,4%	0,0%	0,0%	66,3%	(Y)	0,921	0,0%	66,7%	0,0%	0,0%
3	(Y)	0,942	0,0%	67,2%	0,0%	0,0%	(X)	0,900	71,9%	0,0%	0,0%	1,3%

Da análise das curvas de capacidade da Figura 25, é possível observar o efeito das paredes de enchimento no aumento substancial da rigidez da estrutura, com o aumento da força de corte basal. Por outro lado, verificam-se deslocamentos últimos inferiores, o que pode ser justificado pela rigidificação dos pórticos ao nível dos pisos superiores. Este efeito é visível na redução dos deslocamentos entre pisos (Figura 26), em contraste com um ligeiro aumento do deslocamento relativo ao nível do piso térreo, devido à interrupção das paredes de enchimento. Como tal, as paredes atingem a capacidade de rotação última ao nível da base, para um deslocamento no nó de controlo inferior.

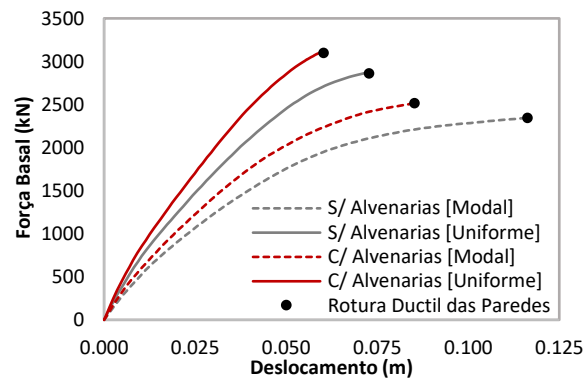


Figura 25 - Análise de Sensibilidade (Paredes de enchimento): Curvas de capacidade.

Para os níveis de deslocamentos entre pisos verificados, constatou-se que a paredes de enchimento, atingem o esforço axial correspondente à rotura por corte da parede. Com redução gradual do esforço axial nas diagonais, a força de corte basal tende a aproximar-se dos níveis verificados no modelo sem alvenarias.

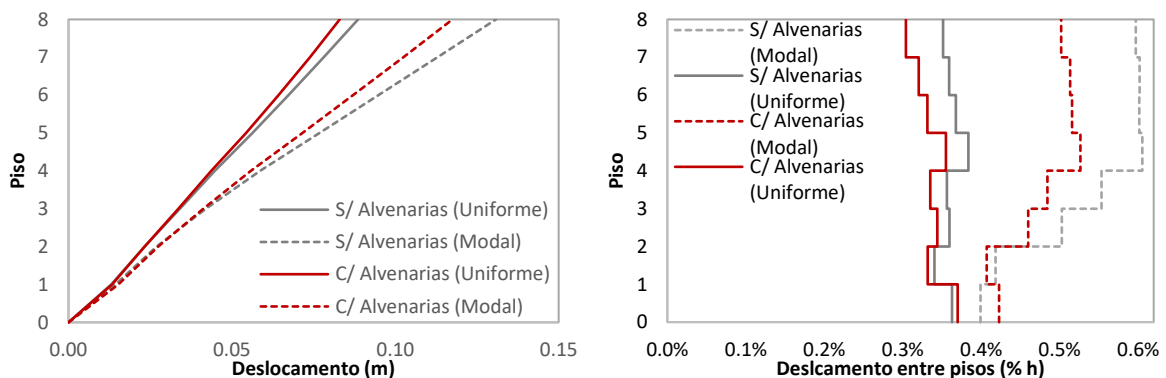


Figura 26 – Deslocamento globais e relativos entre pisos segundo a direcção X, para os modelos com e sem paredes de enchimento, correspondentes ao deslocamento último do edifício (rotura dúctil das paredes).

Ao nível dos pórticos, com redução dos deslocamentos entre pisos, verificou-se um alívio generalizado dos pilares dos pisos elevados com a consideração das paredes de alvenarias. Ao nível do piso térreo, com o aumento do deslocamento relativo verificou-se, à semelhança do que ocorre no modelo sem alvenarias, que os pilares do piso não chegam a atingir a cedência, apesar do aumento dos esforços. Este comportamento pode ser justificado pelo facto de os pilares serem rotulados na base, o que diminui significativamente sua rigidez e consequentemente os esforços de compatibilização com os deslocamentos verificados.

3.8 Modelos Finais

Após a análise de sensibilidade, descritas em 3.7, dois modelos finais foram definidos. A necessidade de considerar dois modelos alternativos, com a variante da inclusão das paredes de enchimento (Figura 27), prende-se com a necessidade de avaliar o balanço global dos efeitos das paredes de alvenaria na determinação dos deslocamentos-alvos, de acordo com o método N2 do EC8-1 [10]. Na Tabela 19, são apresentados os parâmetros dos modelos finais considerados

Tabela 19 – Modelos finais

	<i>Estrutura Original [S/ Alvenarias]</i>	<i>Estrutura Original [C/ Alvenarias]</i>
Módulo de Elasticidade das Colunas	100%	100%
Módulo de Elasticidade das Vigas	100%	100%
Módulo de Elasticidade das Paredes	100%	100%
<i>Modelação não linear das Vigas</i>	PC	PC
<i>Modelação não linear dos Pilares</i>	PC	PC
<i>Modelação não linear das Paredes</i>	PD	PD
<i>Parede (Secção Rectangular)</i>		
Número de Fibras	62	62
Número de Secções de Fibras	10	10
<i>Parede (Secção em T)</i>		
Número de Fibras	85	85
Número de Secções de Fibras	10	10
<i>Paredes de Enchimento</i>	<i>não consideradas</i>	<i>consideradas</i>

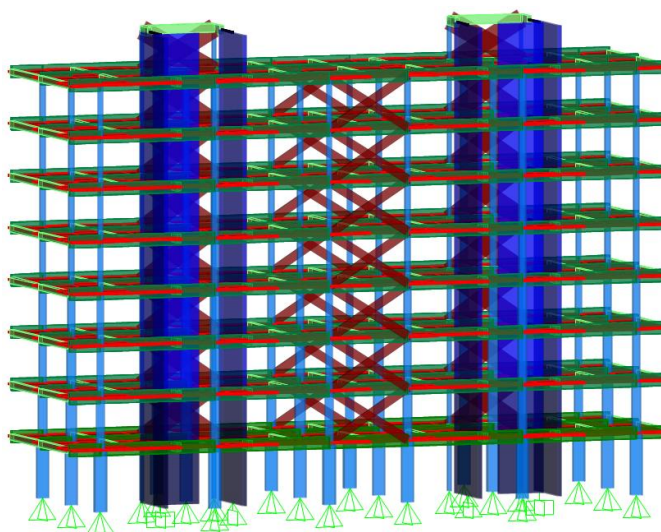


Figura 27 – Modelo final com alvenarias em SAP2000 v18.2 (CSI 2016).

Capítulo 4 - Avaliação Sísmica do Edifício

4.1 Introdução

A análise sísmica de um edifício existente tem como objectivo analisar o desempenho sísmico da estrutura e avaliar a necessidade de intervenção. Actualmente, sabe-se que o controlo dos deslocamentos globais e locais das estruturas é essencial para garantir um bom desempenho sísmico das estruturas [29]. Como tal, ao contrário dos métodos convencionais de dimensionamento de estruturas novas, baseados essencialmente em critérios resistência, a abordagem usual ao nível da análise de estruturas existentes baseia-se no controlo de deslocamentos locais e globais da estrutura. Nesta dissertação, na análise sísmica do edifício foi considerado o EC8-3 [5], que indica que a análise pode ser efectuada através de um dos seguintes métodos:

- 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, a comportamento não linear dos materiais é considerado através de métodos indirectos que simulam os efeitos não lineares como fendilhação e plastificação dos elementos, através da diminuição da rigidez elástica dos elementos e da consideração do coeficiente de comportamento. Os métodos de análise não lineares, apesar de mais complexos, ao modelarem o comportamento não linear dos materiais em de cada componente da estrutura, permitem uma avaliação mais realista da resposta sísmica do edifício e assim identificar com um maior rigor os componentes críticos. Consequentemente, no âmbito de análise e reforço de edifícios antigos de edifícios, os métodos de análise não lineares surgem como os métodos de referência, nomeadamente as análises estáticas não lineares (análises “*pushover*”), devido à maior simplicidade e intuitividade, comparativamente com os métodos dinâmicos não lineares. Nesta dissertação, o desempenho sísmico da estrutura foi avaliado através de análises estáticas não lineares.

4.2 Requisitos de Desempenho

No âmbito de análise e reforço de edifícios existentes, o EC8 Parte 3 define como requisitos fundamentais três Estados Limites (EL):

- **Estado Limite de Colapso Iminente(NC):** Estrutura gravemente danificada, apresentando uma resistência e rigidez lateral residual baixa, mas capaz de suportar as cargas verticais. Verificação do colapso da maioria dos elementos não estruturais.
Período de retorno da acção sísmica de referência: $T_{QC} = 2\,475$ anos
- **Estado Limite de Danos Severos(SD):** Estrutura com danos significativos, apresentando alguma resistência e rigidez lateral, e capaz de suportar as cargas verticais. Verificação de danos nos elementos não estruturais, no entanto sem colapso dos elementos de enchimento. Uma possível reparação da estrutura provavelmente não será económica.
Período de retorno da acção sísmica de referência: $T_{QC} = 475$ anos

- **Estado Limite de Limitação de Dano(DL):** Estrutura ligeiramente danificada, sem deformações excessivas nos elementos estruturais que mantêm a sua resistência e rigidez, não sendo necessária nenhuma reparação. Elementos não estruturais tais como as paredes de enchimento podem apresentar alguma fendilhação distribuída que pode ser economicamente reparada. Deformações permanentes desprezáveis.

Período de retorno da acção sísmica de referência: $T_{QC} = 225 \text{ anos}$

Nota: Tempos de retorno sugeridos pelo EC8-3 [5].

É importante notar que, em comparação com o requisito de não ocorrência de colapso do EC8-1 [10], o estado limite associado ao colapso no EC8-3 [5] (NC), para o qual é sugerido um período de retorno da acção sísmica de 2475 anos (probabilidade de excedência de 2% em 50 anos), explora quase na totalidade a capacidade de deformação dos elementos, estando conceptualmente mais próximo do colapso real. Em comparação, o requisito de não ocorrência de colapso assemelha-se mais ao estado limite de dano significativo, ambos com um período de retorno da acção sísmica de referência de 475 anos (probabilidade de excedência de 10% em 50 anos).

Os requisitos a verificar em cada país devem ser definidos pelas autoridades nacionais, no anexo nacional do EC8-3 [5]. A escolha dos critérios de desempenho a considerar deve ser enquadrada na realidade nacional, de forma a encorajar os donos de obra a reforçar o edificado [19]. Em Portugal, a versão provisória do anexo nacional do EC8-3 [5] indica que para edifício da classe de importância II, deve ser verificado o estado limite de danos severos (SD) com um período de retorno de 308 anos.

Contudo, de forma conservativa, a verificação final do estado dos elementos foi efectuada para uma acção sísmica com um período de retorno de 475 anos.

4.3 Critérios de Conformidade

A conformidade com os requisitos de desempenho é feita, de acordo com o EC8-3 [5], através de:

- Critérios de verificação e pormenorização;
- Definição da acção sísmica;
- Método de análise.

Relativamente aos critérios de verificação dos elementos estruturais, é feita a seguinte distinção entre os componentes da estrutura:

- **Dúcteis:** Vigas, pilares e paredes em flexão, com o sem esforço axial.
- **Frágeis:** Mecanismo de rotura por corte de vigas, pilares, paredes e nós.

Uma vez que é prática usual, na concepção de estruturas resistentes a sismos, tirar partido da ductilidade da estrutura, permitindo uma maior capacidade de dissipação de energia, é normal que os elementos entrem em regime não linear durante a ocorrência de um sismo. Como tal, os critérios de desempenho no que toca a mecanismos de rotura dúcteis são normalmente definidos em termos de capacidade de deformação dos elementos e não em termos de resistência.

O EC8-3 [5] define, para os diferentes estados limites, os seguintes requisitos:

Estado Limite de Colapso Iminente:

Componentes Dúcteis: $\theta < \theta_u$

Componentes Frágeis: $V_{Ed} < V_{Rd}$

Estado Limite de Danos Severos:

Componentes Dúcteis: $\theta < 3/4 \theta_u$

Componentes Frágeis: $V_{Ed} < V_{Rd}$

Estado Limite de Limitação de Danos:

Componentes Dúcteis: $\theta < \theta_y$

Componentes Frágeis: $V_{Ed} < V_{Rd}$

Em que θ e θ_u são, respectivamente, a rotação e capacidade de rotação total da corda; V_{Rd} e V_{Ed} são os esforços transversos resistentes e obtidos da análise, respectivamente.

4.3.1 Componentes Dúcteis

Relativamente à verificação dos componentes dúcteis, o EC8-3 [5] define o conceito de capacidade de rotação total da corda θ (Figura 28), que consiste na rotação total do elemento entre a extremidade onde ocorre a cedência e o ponto de contra flecha, que ocorre a uma distância igual ao vão de corte ($L_v = M/V$). Relativamente aos valores obtidos da análise, é necessário compatibilizar os resultados com o conceito avaliado pelo EC8-3 [5].

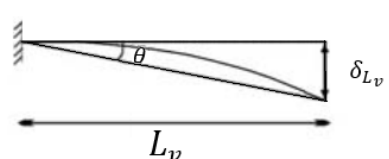
$$\theta = \frac{\delta_{L_v}}{L_v} \quad [4.1]$$


Figura 28 – Rotação total da corda θ .

4.3.1.1 Rotação total da corda

Uma vez que os resultados obtidos da análise “pushover”, no programa SAP200, reportam rotações nas rótulas plásticas, é necessário determinar os resultados em termos de rotações totais das cordas. Para isso, é necessário fazer a distinção de comprimento de plastificação l_{pl} , que consiste no comprimento real onde se desenvolve a plasticidade, e o comprimento da rótula plástica L_{pl} , uma quantidade fictícia que considera uma distribuição de curvaturas uniforme, equivalente em termos de rotação à distribuição real de curvaturas ao longo do comprimento de plastificação (Figura 29). Uma vez que a distribuição real de curvaturas é aproximadamente triangular, obtém-se a relação aproximada de $L_{pl} \approx 0,5 l_{pl}$ [19].

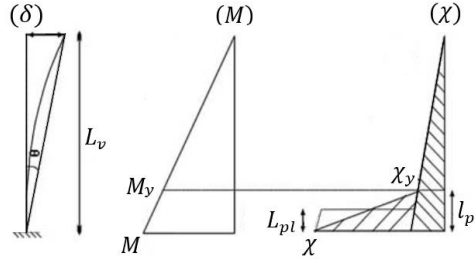


Figura 29 – Comprimento de plastificação l_{pl} e comprimento de rótula plástica L_{pl} (adaptado de [19])

Uma vez que se assume uma distribuição de curvaturas aproximadamente uniforme no comprimento da rótula plástica, a curvatura da secção extrema (χ) pode ser determinada pela divisão da rotação verificada na rótula plástica θ_{rp} , pelo comprimento da rótula plástica considerado L_{pl} .

$$\chi = \frac{\theta_{rp}}{L_{pl}} \quad [4.2]$$

Determinada a curvatura da secção extrema, a rotação total da corda θ pode ser determinada, de acordo com [19] através da eq. 4.3, que considera a soma das parcelas elástica e plástica da rotação.

$$\theta = \chi_y \frac{L_v}{3} + (\chi - \chi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{L_{pl}}{2L_v}\right) \quad [4.3]$$

Relativamente às vigas e pilares que não chegam a atingir o momento de cedência das rótulas plásticas ($\theta_{rp} = 0 \text{ rad}$), as rotações totais das cordas foram corrigidas de forma a ter em conta apenas a parcela elástica, admitindo uma relação linear de curvaturas até à cedência.

$$\theta = \frac{M}{M_y} \left(\chi_y \frac{L_v}{3} \right) \quad [4.4]$$

A curvatura de cedência (χ_y) e o momento de cedência (M_y) foram determinados segundo as fórmulas empíricas 4.5 e 4.6, propostas por Fardis [19], para secções em flexão uniaxial com ou sem esforço normal. No caso das paredes em “T”, é necessário ainda verificar que a linha neutra se encontra no banzo comprimido, uma vez que a fórmula é aplicável a secções em que a zona comprimida é rectangular.

$$\chi_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d} \quad [4.5]$$

$$M_y = \chi_y \left[E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0,5(1 + \delta_1) - \frac{\xi_y}{3} \right) + \frac{E_s}{2} \left[(1 - \xi_y)\rho_1 + (\xi_y - \delta_1)\rho_2 + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta_1) \right] (1 - \delta_1) \right] b d^3 \quad [4.6]$$

Em que ξ_y é a linha neutra na cedência, determinada por:

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{\frac{1}{2}} - \alpha A \quad [4.7]$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} \quad [4.8]$$

$$A = \rho_1 + \rho_2 + \rho_v + \frac{N}{b d f_y} \quad B = \rho_1 + \rho_2 \delta_1 + 0,5 \rho_v (1 + \delta_1) + \frac{N}{b d f_y} \quad [4.9]$$

$$\delta_1 = \frac{d}{d} \quad [4.10]$$

Em que: d e d' é a altura útil da armadura de tracção e compressão, respectivamente; ρ_1 e ρ_2 são as taxas de armadura longitudinal de tracção e compressão, respectivamente; ρ_v é a taxa de armadura longitudinal da alma; N é o esforço axial do elemento; E_c e E_s são os módulos de elasticidade do betão e do aço, respectivamente; f_y é a tensão de cedência do aço e f_c é a resistência do betão.

4.3.1.2 Capacidade de rotação última e de cedência

As capacidades de rotação última e de cedência, foram determinadas de acordo com o EC8-3 [5], através das expressões 4.11, 4.12 e 4.13.

Capacidade de Rotação Última

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016(0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \rho_2)}{\max(0,01; \rho_1)} f_c \right]^{0,225} \left(\min \left(9, \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} 25^{(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c})} (1,25^{100 \rho_d}) \quad [4.11]$$

γ_{el} – toma os valores de 1,0 e 1,5 para elementos primários e secundários respectivamente

Em que: v é o esforço axial normalizado; ρ_2 e ρ_1 são as taxas de armadura longitudinal de compressão e tracção, respectivamente; f_c é a resistência à compressão do betão; L_v é o *shear span* (M/V) na secção de extremidade; h é a altura da secção; ρ_{sx} taxa de armadura transversal, paralela à direcção x ; f_{yw} tensão de cedência da armadura transversal; ρ_d taxa de armadura transversal inclinada e α é a factor de eficiência do confinamento. Para paredes a expressão 4.11 deve ser multiplicada por 0,58.

Capacidade de Rotação na Cedência

Pilares e Vigas:
$$\theta_y = \chi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,500 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\epsilon_y}{d - d'} \frac{d_{bL} f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad [4.12]$$

Paredes:
$$\theta_y = \chi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0013 + \frac{\epsilon_y}{d - d'} \frac{d_{bL} f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad [4.13]$$

Em que: χ_y é a curvatura de cedência; L_v é o “*shear span*” (M/V) na secção de extremidade; a_v toma o valor 1, quando é expectável a ocorrência de fendilhação por esforço transversal ($M_y > L_v V_{R,c}$ em que $V_{R,c}$ é a resistência ao esforço transversal da secção sem armadura transversal, segundo o EC2-1 [12]) e toma o valor 0 em caso contrário; z é o braço do binário das forças interiores; h é a altura da secção; ϵ_y é a extensão de cedência do aço; d e d' são as alturas uteis, da armadura de tracção e compressão, respectivamente; d_{bL} é o diâmetro dos varões longitudinais; f_y é a tensão de cedência do aço e f_c é a resistência do betão.

4.3.1.3 Efeito das Armaduras Lisas

As armaduras lisas utilizadas no caso de estudo em comparação com as armaduras nervuradas, prejudica significativamente a transmissão de tensões entre as armaduras e o betão. O mecanismo de escorregamento aço-betão que se gera nos pontos críticos das estruturas, é uma das causas comuns de danos e colapso de edifícios de betão armado quando sujeito à acção sísmica. Diversos ensaios experimentais comprovam que elementos de betão armado com armaduras lisas apresentam menor resistência, menor comprimento de rótula plástica e consequentemente menor capacidade de

dissipação de energia, assim como foi descrito nos ensaios apresentados em [27] para o caso de nós viga-pilar. No caso da utilização de armaduras lisas, o EC8-3 [5] indica que a capacidade de rotação última deve ser reduzida com a aplicação de um factor no valor de 0,80. Esta redução considera também a falta de pormenorização adequada em termos resistência sísmica do edifício.

$$\theta_{w,s} = 0,80 \theta_u \quad [4.14]$$

4.3.2 Componentes Frágeis

Actualmente, a filosofia de dimensionamento de estruturas, no que toca a componentes frágeis, baseia-se no princípio de “*capacity design*”, segundo o qual se pretende controlar o modo de rotura dos elementos de forma a que a menor carga de colapso corresponda a um mecanismo de rotura dúctil. No entanto, tal como foi referido no Capítulo 2, no caso de estudo, a pormenorização inadequada em termos de armaduras transversais dos elementos, nomeadamente nos elementos verticais, pode conduzir a uma rotura frágil por esforço transverso para uma carga de colapso inferior à carga associada à uma rotura dúctil por flexão.

Uma vez que o modelo desenvolvido apenas considera o comportamento em flexão dos elementos, a análise deve ser complementada com uma verificação individualizada dos componentes frágeis de forma a validar os resultados obtidos, garantindo que potenciais mecanismos de rotura frágeis não provocam o colapso prematuro da estrutura.

De acordo com os critérios de conformidade definidos, a verificação é feita em termos de capacidade resistente dos elementos. Como tal, os esforços determinados na análise “*pushover*”, são comparados directamente com capacidade resistente para acções cíclicas, prescritas pelo EC8-3 [5], de forma a verificar se algum elemento sofre uma rotura frágil, por esforço transverso.

4.3.2.1 Resistência ao transverso

Diversos autores defendem a grande exigência do EC8-3 [5] na avaliação do esforço transverso resistente dos elementos. Nesta dissertação é comparada a resistência ao esforço transverso para acções cíclicas avaliada segundo o EC8-3 [5] com a fórmula alternativa recomendada pelo ATC-40 [8]. Relativamente ao EC8-3 [5], a capacidade resistente ao esforço transverso dos elementos para acções cíclicas V_R , condicionada pelos estribos, é definida através da seguinte expressão:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5; u_{\Delta}^{pl})) \right] \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_v}{5}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \quad [4.15]$$

Em que $\gamma_{el} = 1,15$; h é a altura da secção; x é a altura da zona de compressão; L_v é o vão de corte; N é o esforço axial; A_c é área de betão; u_{Δ}^{pl} é o factor de ductilidade em rotação e ρ_{tot} é a taxa total de armadura longitudinal. A contribuição da armadura transversal para a resistência ao esforço transverso é determinada por $V_w = \rho_w b_w z f_{yw}$ em que ρ_w é a taxa de armadura transversal; b_w é a largura da secção; z é o braço das forças interiores e f_{yw} é a tensão resistente das armaduras transversais.

No caso do ATC-40 [8], são definidas as expressões eq. 4.16 e eq. 4.17 para a resistência ao esforço transversal das colunas e paredes, respectivamente.

$$\text{Colunas:} \quad V_n = V_s + V_c = \frac{A_s f_{yw} d}{0,6 s} + 35 \lambda \left(k + \frac{N}{2000 A_c} \right) \sqrt{f_c} b_w d \quad [4.16]$$

$$\text{Paredes:} \quad V_n = V_s + V_c = \frac{A_s f_{yw} d}{0,6 s} + 2 \lambda \sqrt{f_c} t_w l_w \quad [4.17]$$

Em que V_s e V_c são as componentes resistentes das armaduras transversais e do betão, respectivamente; A_s é a área de armadura transversal; f_{yw} e f_c são a tensão resistente das armaduras transversais e a resistência do betão, respectivamente; d é a altura útil da secção; s é o espaçamento das armaduras transversais; $k = 1,0$ em regiões com reduzida ductilidade e 0 em zonas de moderada e alta ductilidade (neste trabalho considerou-se $k = 1,0$); $\lambda = 0,75$ para betões com agregados de leves e $1,0$ para agregados normais (neste trabalho considerou-se $\lambda = 1,0$); b_w e d são largura da secção e a altura útil, respectivamente; t_w e l_w são a espessura da parede e o comprimento, respectivamente; N é o esforço axial das colunas e A_c é a área da secção das colunas.

Devido às dimensões reduzidas da alma das paredes em "T", foi avaliado adicionalmente o esforço transversal resistente $V_{Rd,max}$, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas na alma da parede, definido pelo EC8 [5] para acções cíclicas.

$$V_{R,max} = \left[\frac{0,85(1 - 0,06 \min(5; u_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \left(1 + 1,8 \min \left(0,15; \frac{N}{A_c f_c} \right) \right) \right] \left[(1 + 0,25 \max(1,75; 100 \rho_{tot})) \left(1 - 0,2 \min \left(2; \frac{L_v}{h} \right) \right) \sqrt{f_c} b_w z \right] \quad [4.18]$$

Em que $\gamma_{el} = 1,15$; u_{Δ}^{pl} é o factor de ductilidade em rotação; h é a altura da secção; L_v é o vão de corte; N é o esforço axial; A_c é área de betão; e ρ_{tot} é a taxa total de armadura longitudinal; f_c é a resistência do betão; b_w é a largura da secção e z é o braço das forças interiores.

É importante notar ainda que o EC8-3 [5] indica que para a avaliação do esforço transversal, as resistências dos materiais devem ser divididos pelos coeficientes parciais dos materiais, de acordo com o EC8-1 [10].

4.3.3 Combinação de efeitos

Na avaliação dos estados dos elementos estruturais, os resultados obtidos considerando a acção sísmica a actuar em X e Y, foram combinadas de acordo com as expressões [4.19] e [4.20], em que "+" significa "a combinar com" e E_{Edx} e E_{Edy} representam os esforços devidos à aplicação da acção sísmica segundo os eixos horizontais x e y, respectivamente.

$$E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} \quad [4.19]$$

$$E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edx} \quad [4.20]$$

Para cada elemento, foi considerada a combinação com o sinal de cada componente mais desfavorável, não devendo os esforços resultantes exceder as capacidades resistentes.

4.4 Nível de Conhecimento

Num processo de análise de uma estrutura existente, EC8-3 [5] define três níveis de conhecimento, que dependem da quantidade e fiabilidade da informação disponível.

- **Nível de conhecimento limitado:** conhecimento com base em suposições e simulações, inspecções limitadas e testes limitados realizados *in situ*. Nestes casos a análise apenas pode ser do tipo linear.
- **Nível de conhecimento normal:** neste caso dispõe-se dos projectos iniciais incompletos e especificações originais relativas aos materiais e efectuaram-se inspecções e testes limitados ou extensos.
- **Nível de conhecimento total:** conhecimento apoiado no projecto e testes de materiais originais, bem como em inspecções e testes limitados ou abrangentes.

Em função do nível de conhecimento, é definido um factor de incerteza de 1,35 para o nível de conhecimento limitado, 1,20 para o nível de conhecimento normal e 1,00 para o nível de conhecimento total. No caso do nível de conhecimento limitado, o EC8-3 [5] apenas permite métodos de análise lineares, uma vez que não há a informação necessária para definir adequadamente o modelo não linear da estrutura.

No âmbito académico desta dissertação, teve-se como informação base: as plantas de arquitectura; pormenorizações dos elementos estruturais e memória descritiva constantes do projecto original. Assim, considerou-se o nível de conhecimento total, tendo-se realizado análises estáticas não lineares sem se ter minorado as propriedades dos materiais.

4.5 Análise Modal

Com o objectivo de determinar as propriedades dinâmicas da estrutura, foi realizada uma análise modal ao modelo 3D, desenvolvido no programa SAP2000 (CSI, 2016). Esta análise, permitiu determinar os modos de vibração da estrutura (ϕ_n) com os respectivos períodos dos modos de vibração (T), as massas modais efectivas segundo as direcções X, Y e Z (M_{Xn} , M_{Yn} e M_{Zn}) e o momento de derrubamento R_z . Os resultados obtidos para os modelos desenvolvidos, com e sem a consideração das paredes de alvenarias, foram comparados com os modos fundamentais de translação segundo X e Y, determinados nos ensaios experimentais desenvolvidos em [4].

Tabela 20 – Modos de vibração do modelo sem paredes de enchimento.

Modo	Período (s)	Ensaio experimental	M_{Xn}	M_{Yn}	M_{Zn}	R_z
1 (X)	1,083	1,050 (X)	69,1%	0,0%	0,0%	1,0%
2 (r)	1,027	1,000 (Y)	1,1%	0,0%	0,0%	66,2%
3 (Y)	0,926		0,0%	66,8%	0,0%	0,0%
4 (X)	0,293		19,5%	0,0%	0,0%	0,0%
5 (r)	0,218		0,0%	0,0%	0,0%	20,3%
6 (Y)	0,189		0,0%	20,3%	0,2%	0,0%
7 (Z)	0,158		0,0%	0,1%	32,9%	0,0%

Na Tabela 20 são apresentados os 7 primeiros modos de vibração do modelo sem a consideração das paredes de enchimento. É possível concluir que a estrutura apresenta um modo de vibração mais flexível, de translação segundo a direcção X, combinado com alguma torção, devido à reduzida rigidez de torção e à assimetria do edifício nessa direcção. O segundo modo é predominantemente de torção, com alguma translação segundo X e o terceiro modo é de translação segundo a direcção Y, com níveis de torção desprezáveis, devido à simetria do edifício nessa direcção. Os modos 4, 5 e 6 apresentam períodos significativamente inferiores ao verificados nos modos fundamentais, no entanto, ainda apresentam massas efectivas na ordem dos 20%, sendo expectável que tenham alguma influência na resposta da estrutura. O primeiro modo de vibração vertical corresponde ao 7º modo, para períodos relativamente baixos como seria de expectável.

Tabela 21 - Modos de vibração do modelo com paredes de enchimento.

Modo	Período (s)	Ensaio experimental	M_{Xn}	M_{Yn}	M_{Zn}	R_z	
1	(r)	0,987	1,050 (X)	1,3%	0,0%	0,0%	66,1%
2	(Y)	0,921	1,000 (Y)	0,0%	66,7%	0,0%	0,0%
3	(X)	0,900		71,9%	0,0%	0,0%	1,3%
4	(X)	0,261		18,5%	0,0%	0,0%	0,0%
5	(r)	0,215		0,0%	0,0%	0,0%	20,1%
6	(Y)	0,188		0,0%	20,3%	0,2%	0,0%
7	(Z)	0,157		0,0%	0,1%	40,0%	0,0%

Na Tabela 21 são apresentados os 7 primeiros modos de vibração do modelo com a consideração das paredes de enchimento. A introdução das paredes de alvenarias aumenta, significativamente, a rigidez da estrutura na direcção X, o que pode ser observado pela diminuição do período do modo de translação fundamental, para níveis de massa efectiva semelhantes, passando a ser o 3º modo mais flexível da estrutura. A estrutura passa a ter um 1º modo de torção (estrutura torsionalmente flexível), no entanto verifica-se, à semelhança do modelo sem a consideração das paredes de enchimento, que os modos de translação segundo X se combinam com alguma torção, devido à assimetria da estrutura. O modo de translação segundo a direcção Y para a ser o 2º modo, contudo, verificam-se períodos e valores de massas efectivas muito próximos aos verificados no modelo sem paredes de enchimento, facto justificado pela consideração de paredes de enchimento exclusivamente segundo a direcção X. Nos modos de vibração superiores, apesar de um ligeiro aumento da rigidez, verificam-se as mesmas tendências observadas no modelo sem paredes de enchimento. Relativamente aos períodos observados nos ensaios experimentais em [4], apesar dos períodos verificados serem próximos, verificou-se que os valores obtidos, no modelo numérico com paredes de enchimento, são em geral inferiores. Esta tendência de sobrestimar a rigidez da estrutura, pode ser justificada por diversos factores, associados a alguma incerteza ao nível da modelação, nomeadamente na quantificação da massa da estrutura, na definição da rigidez dos apoios e na quantificação da rigidez elástica (i.e. na definição do módulo de elasticidade dos materiais) dos elementos estruturais.

Tabela 22 – Comparação dos períodos da estrutura modelada com os verificados em [6].

Modo	Período (s)		Período (s) [6]	
	S\ Alvenarias	C\ Alvenarias	S\ Alvenarias	C\ Alvenarias
1	1,095 (X)	0,991 (r)	1,23 (X)	0,91 (r)
2	1,043 (r)	0,921 (Y)	1,02 (r)	0,90 (Y)
3	0,942 (Y)	0,896 (X)	0,94 (Y)	0,87 (X)

É interessante notar, na Tabela 22, que os resultados da análise modal, apresentam as mesmas tendências, em termos de modos de vibração, aos resultados apresentados em [6]

4.6 Análise “pushover”

Uma análise “pushover”, consiste numa análise estática não linear, usada principalmente no âmbito de análise e/ou reforço de edifícios existentes. No caso do dimensionamento de estruturas novas, dimensionadas com base em análises lineares, pode também ser considerada uma análise “pushover”, com o objectivo de avaliar o desempenho sísmico da estrutura dimensionada, nomeadamente na validação do coeficiente de sobrerresistência α_u/α_1 , utilizado na determinação do coeficiente de comportamento da estrutura. Este método de análise, muito utilizado desde 1970 para fins de investigação, calibração de regulamentos e no estudo de estruturas especiais, surgiu como método de referência com a primeira geração de regulamentos no âmbito de reabilitação sísmica de edifícios [19] nomeadamente com a norma ATC-40 [8]. A simplicidade e intuitividade das análises “pushover”, são uma grande vantagem relativamente às análises dinâmicas não lineares, que apesar de representarem mais rigorosamente a comportamento sísmico não linear de uma estrutura, a sua complexidade cria algumas dificuldades, dificilmente ultrapassáveis ao nível do dimensionamento corrente [29].

As análises estáticas não lineares, é essencialmente uma extensão do método de análise por forças laterais, para o regime não linear. Consiste numa análise sob forças gravíticas constantes e cargas horizontais de crescimento monotónico, que simulam as forças inerciais a que a estrutura é sujeita, durante a ocorrência de um sismo. O carregamento incremental ao longo da análise permite ainda seguir o desenvolvimento gradual de rótulas plásticas, permitindo assim avaliar a evolução de mecanismos plásticos e distribuição de danos na estrutura em função da magnitude da acção sísmica [19]. A correcta aferição da distribuição de danos e a caracterização das deficiências estruturais permite, em caso de necessidade, desenvolver e localizar as estratégias de intervenção, minimizando assim os custos e os impactos da mesma.

Diversos métodos são propostos, para a avaliação do desempenho sísmico da estrutura, através de uma análise “pushover”. Nesta dissertação foi considerado o método N2, proposto por Fajfar [30] e recomendado pelo EC8-1 [10]. Este procedimento que avalia a estrutura em termos ductilidade disponível e necessária, quando sujeita a acelerações sísmicas. O método define como critério de verificação um deslocamento-alvo do nó de controlo do edifício, que depende da acção sísmica e do comportamento do edifício, para o qual é avaliado o estado da estrutura. Este método combina a vantagem da representação gráfica do método das capacidades resistentes proposta em ATC-40 [8], com o conceito de espectro de resposta inelástico, definido a partir de um espectro de resposta elástico [29]. O método N2 é também bastante semelhante ao método proposto em FEMA 273 [31].

Este método de análise não linear que assume que a estrutura vibra, essencialmente, nos modos fundamentais de translação da estrutura conduz, em geral, a uma subestimação dos efeitos da torção, nomeadamente no caso de estruturas torsionalmente flexíveis [32] e dos modos superiores de vibração, nomeadamente em edifícios altos [33]. De forma a ter em conta estes efeitos, foi considerado na análise, a extensão do método N2, proposto por Fajfar em [32] e [34].

4.6.1 Método N2

O procedimento proposto pelo EC8-1 [10], consiste na determinação do deslocamento-alvo, através do espectro de resposta inelástica de deslocamento, com base no período do um sistema idealizado, do sistema com um só grau de liberdade (SDOF-*single degree of freedom*), equivalente ao sistema modelado com múltiplos graus de liberdade (MDOF-*multi degree of freedom*). Segundo a direcção transversal, dada a influência reduzida das paredes de alvenarias, apenas são apresentados os resultados num dos modelos. Por outro lado, segundo a direcção longitudinal, o deslocamento-alvo foi avaliado para os modelos com e sem a consideração das alvenarias, de forma a avaliar efeito global das paredes de enchimento, na exigência sísmica segundo o método N2 do EC8-1 [10]. Em síntese, o método pode ser resumido nos seguintes passos:

- Passo 1: Definição da acção sísmica;
- Passo 2: Modelação e análise “*pushover*” da estrutura;
- Passo 3: Transformação do sistema MDOF num sistema SDOF equivalente;
- 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, do sistema SDOF;
- Passo 7: Transformação do deslocamento-alvo, para o sistema MDOF.

Passo 1: Definição da acção sísmica.

A acção sísmica é quantificada a partir do espectro resposta elástico de deslocamento, apresentado em 3.6.2.

Passo 2: Modelação e análise “*pushover*” da estrutura.

A modelação da estrutura, foi discutida no Capítulo 3, com as curvas de capacidade, obtidos da análise “*pushover*” para os modelos finais (Tabela 19), apresentadas na Figura 25.

Passo 3: Transformação do sistema MDOF num sistema SDOF equivalente.

A transformação do sistema modelado, num sistema equivalente com apenas um grau de liberdade, foi feita, para as curvas de capacidade em cada direcção, através da aplicação do coeficiente de transformação Γ , definido por:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m^* \phi_i^2} \quad [4.21]$$

Em que ϕ_i é o deslocamento do piso i , normalizado ao deslocamento do nó de controlo; m_i é a massa do piso i e m^* é a massa do sistema equivalente com um só grau de liberdade, definido por:

$$m^* = \sum \bar{F}_i \quad [4.22]$$

\bar{F}_i – Força lateral normalizada.

$$\bar{F}_i = m_i \phi_i \quad [4.23]$$

Os coeficientes de transformação determinados, para uma distribuição modal de forças, em ambas as direcções para os dois modelos considerados na análise, são apresentados na Tabela 23.

Tabela 23 – Coeficientes de transformação.

Piso	Modelo Original [S/ Alvenarias]					Modelo Original [C/ Alvenarias]				
	Direcção X		Direcção Y			Direcção X		Direcção Y		
	$m_i(\text{ton})$	ϕ_i	$\bar{F}_i(\text{ton})$	ϕ_i	$\bar{F}_i(\text{ton})$	ϕ_i	$\bar{F}_i(\text{ton})$	ϕ_i	$\bar{F}_i(\text{ton})$	
1	477	0,07	35,4	-	-	0,08	40,5	0,05	24,1	
2	456	0,15	70,7	-	-	0,17	77,7	0,13	60,7	
3	456	0,27	122,7	-	-	0,29	131,4	0,25	113,2	
4	456	0,40	182,4	-	-	0,42	192,4	0,38	175,3	
5	456	0,56	254,6	-	-	0,58	263,6	0,53	244,0	
6	456	0,71	325,6	-	-	0,73	332,7	0,69	315,5	
7	456	0,86	394,4	-	-	0,87	398,4	0,85	387,4	
8	443	1,00	443,0	-	-	1,00	443,0	1,00	443,0	
Γ		1,43		-		1,42		1,44		

Com base nos coeficientes de transformação, a força de corte na base (F^*) e deslocamento do nó de controlo (d^*) do sistema SDOF é calculada por:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad [4.24]$$

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.

Determinada a relação força/deslocamento do sistema SDOF, o passo seguinte é determinar a relação idealizada elasto-perfeitamente plástica (Figura 30). Esta relação é determinada, assumindo que a rigidez do sistema idealizado é tal que a energia de deformação até à formação do mecanismo plástico é igual à verificada na curva de capacidade do sistema SDOF (Figura 31).

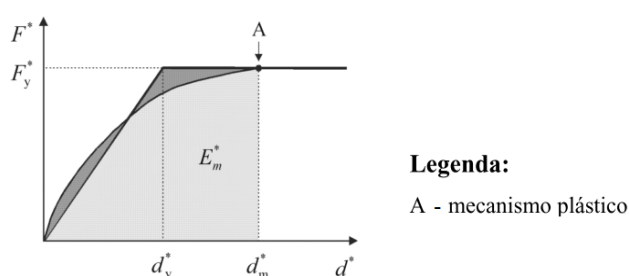


Figura 30- Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica.

O deslocamento limite de plasticidade (d_y^*) do sistema SDOF idealizado (Tabela 24), é calculado por:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad [4.25]$$

Em que d_m^* é deslocamento correspondente à formação do mecanismo plástico do sistema SDOF; F_y^* é a força de corte na base para a formação do mecanismo plástico do sistema SDOF e E_m^* é a energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico do sistema SDOF.

Tabela 24 – Definição da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica

Direcção	Carregamento	Modelo Original [S/ Alvenarias]				Modelo Original [C/ 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+ / X-	Uniforme	0,037	0,051	2004	64	0,030	0,040	2331	57
	Modal	0,048	0,081	1639	94	0,037	0,054	2001	72
Y+	Uniforme	-	-	-	-	0,058	0,094	2477	161
	Modal	-	-	-	-	0,080	0,140	2017	202
Y-	Uniforme	-	-	-	-	0,050	0,088	2877	181
	Modal	-	-	-	-	0,061	0,100	2242	156

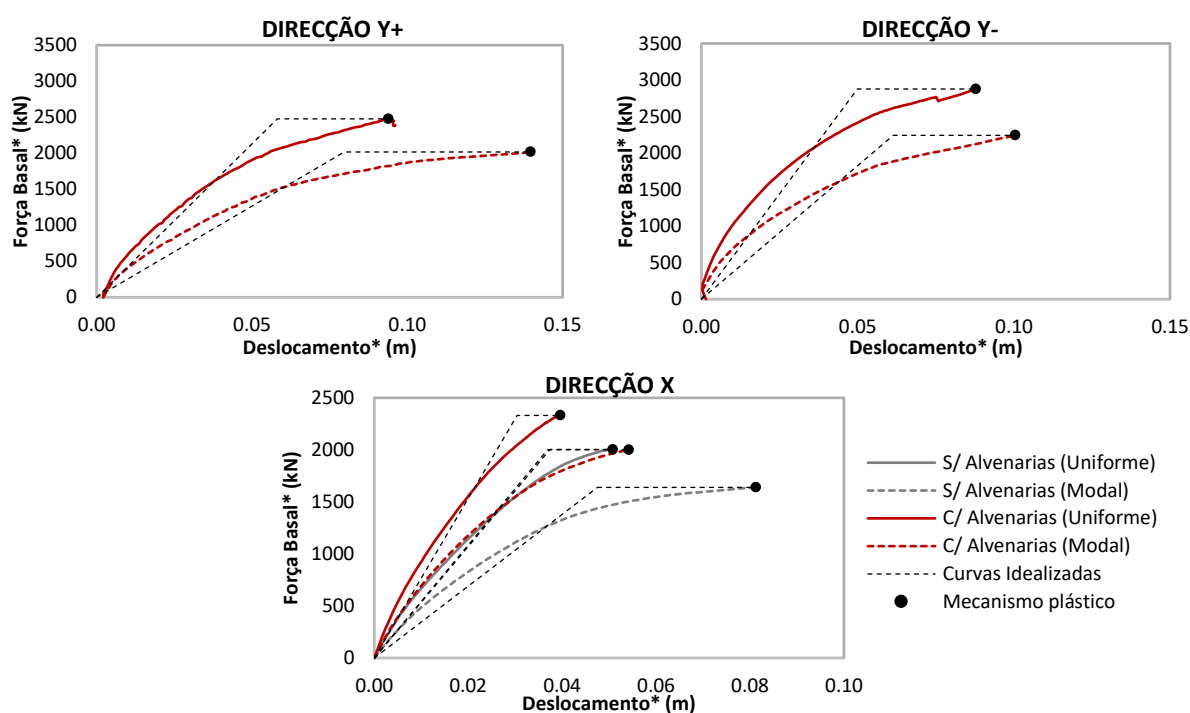


Figura 31 – Relações idealizadas força/deslocamento elasto-perfeitamente plásticas.

Para além de uma avaliação qualitativa, a idealização das curvas de capacidade permite avaliar de forma quantitativa a ductilidade da estrutura (μ), parâmetro que se relaciona com o factor de comportamento.

$$\mu = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y} = \frac{d_m^*}{d_y^*} \quad [4.26]$$

Os valores da ductilidade são apresentados na Tabela 25, sendo possível observar que, uma resposta é ligeiramente menos dúctil segundo a direcção X. Por outro lado, é possível constatar um efeito negativo na ductilidade, devido à consideração das paredes de enchimento. Comparando os valores obtidos, com os níveis de exigência para uma estrutura nova de acordo com o EC8-1 [10], com uma capacidade média de dissipação de energia, verificam-se que os valores do coeficiente de comportamento prescritos são cerca de 2 a 3 vezes superiores aos valores de ductilidade verificados. Estes níveis de ductilidade são garantidos, essencialmente, com o controlo ao nível do confinamento do betão, através da cintagem dos elementos, o que justifica em grande parte, esta diferença

significativa, perante uma estrutura sem uma adequada pormenorização dos elementos ao nível das armaduras transversais.

Tabela 25 – Ductilidade da estrutura.

Direcção	Carregamento	Modelo Original [S/ Alvenarias]	Modelo Original [C/ Alvenarias]	EC8-1 [10] (DCM)
		μ	μ	η
X+ / X-	Uniforme	1,36	1,30	3,6
	Modal	1,71	1,47	3,6
Y+	Uniforme	-	1,62	3,3
	Modal	-	1,75	3,3
Y-	Uniforme	-	1,76	3,3
	Modal	-	1,64	3,3

Passo 5: Determinação do período do sistema SDOF idealizado.

Os períodos do sistema idealizado, determinados de acordo com 4.27, são apresentados na Tabela 26.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad [4.27]$$

Tabela 26 – Períodos do sistema SDOF idealizado.

Direcção	Carregamento	Modelo Original [S/ Alvenarias]	Modelo Original [C/ Alvenarias]
		T^* (s)	T^* (s)
X+ / X-	Uniforme	1,16	0,98
	Modal	1,45	1,17
Y+	Uniforme	-	1,28
	Modal	-	1,66
Y-	Uniforme	-	1,10
	Modal	-	1,38

Da análise dos períodos determinados, é possível constatar que o sistema misto equivalente a parede na direcção X, é ligeiramente mais rígido (períodos menores) quando comparado com a resposta do edifício segundo as direcções Y+ e Y-, condicionadas pelas quarto paredes de betão armado. Segundo a direcção X, é possível ainda constar, de forma quantitativa, o aumento da rigidez da estrutura devido ao efeito das paredes de enchimento.

Passo 6: Determinação do deslocamento-alvo, do sistema SDOF.

Para período médios e longos ($T^* > T_c$), o deslocamento-alvo (d_t), do sistema SDOF equivalente, é determinado directamente pela intersecção do período idealizado, com o espectro de resposta elástico de deslocamento (Figura 32).

$$d_t = S_{De}(T^*) \quad [4.28]$$

No caso de períodos curtos ($T^* < T_c$), é necessário avaliar-se a estrutura, para a acção sísmica em causa, se comporta em regime elástico ou se entra em regime não linear (Figura 32 A). No caso da estrutura em regime elástico ($F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$), o deslocamento-alvo é determinado directamente pela intersecção do período idealizado, com o espectro de resposta elástico de deslocamento (eq. 4.28). Se por outro lado, a estrutura entrar em regime não linear ($F_y^*/m^* < S_e(T^*)$), é tido em conta a capacidade de dissipação de energia, através da seguinte expressão:

$$d_t = \frac{S_{De}(T^*)}{\mu} \left(1 + (\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq S_{De}(T^*) \quad [4.29]$$

Como foi referido anteriormente, nesta dissertação, a estrutura será avaliada para o estado limite SD do EC8-3 [5], considerando a acção sísmica de referência ($T_r = 475 \text{ anos}$) e uma acção sísmica reduzida ($T_r = 308 \text{ anos}$). Os espectros de resposta elástica de deslocamento, foram definidos em 3.6.2.

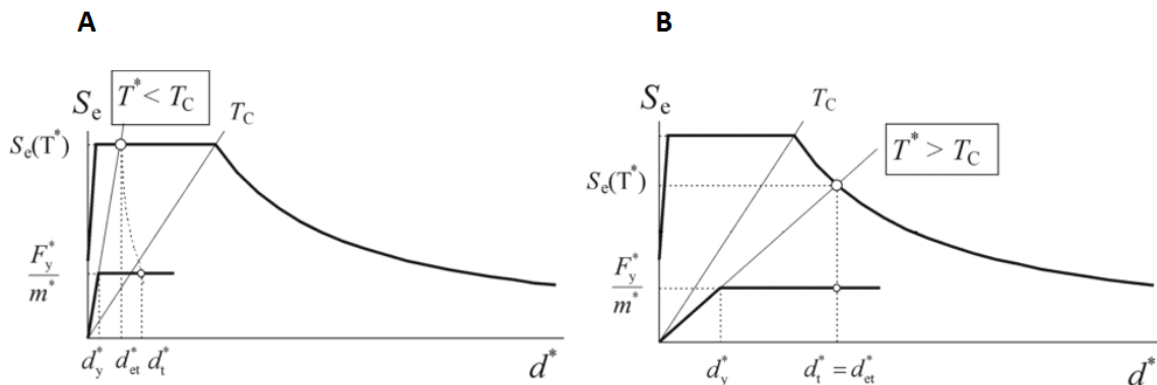


Figura 32 – Determinação do deslocamento-alvo para o sistema SDOF equivalente:(A) períodos curtos; (B) períodos médios e longos.

Na Tabela 27 são apresentados os valores dos deslocamentos-alvo para o sistema SDOF equivalente.

Tabela 27 – Deslocamentos-alvo (em [m]) para o sistema SDOF equivalente, para a acção sísmica com períodos de retorno de 308 e 475 anos.

Direcção	Carregamento	Modelo Original [S/ Alvenarias]		Modelo Original [C/ Alvenarias]	
		$T_r = 308 \text{ anos}$	$T_r = 475 \text{ anos}$	$T_r = 308 \text{ anos}$	$T_r = 475 \text{ anos}$
X+ / X-	Uniforme	0,066	0,085	0,056	0,072
	Modal	0,082	0,106	0,067	0,086
Y+	Uniforme	-	-	0,073	0,094
	Modal	-	-	0,095	0,122
Y-	Uniforme	-	-	0,063	0,081
	Modal	-	-	0,079	0,102

Passo 7: Transformação do deslocamento-alvo, para o sistema MDOF

Por fim, o deslocamento-alvo do sistema original é determinado através da seguinte expressão

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad [4.30]$$

Os valores do deslocamento-alvo do sistema MDOF, para os dois modelos analisados, são apresentados na Tabela 28

Tabela 28 - Avaliação do deslocamento-alvo do sistema MDOF, para a acção sísmica com períodos de retorno de 308 e 475 anos.

Direcção	Carregamento	Modelo Original [S/ Alvenarias]				Modelo Original [C/ Alvenarias]					
		$d_u(m)$		$d_t(m)$		$d_u(m)$		$d_t(m)$			
		$T_r = 308$ anos	$T_r = 475$ anos	$T_r = 308$ anos	$T_r = 475$ anos	$T_r = 308$ anos	$T_r = 475$ anos	$T_r = 308$ anos	$T_r = 475$ anos		
X+ / X-	Uniforme	0,073	0,095	X	0,122	X	0,057	0,080	X	0,104	X
	Modal	0,116	0,118	X	0,152	X	0,078	0,095	X	0,123	X
Y+	Uniforme	-	-	-	-	-	0,136	0,105	✓	0,136	X
	Modal	-	-	-	-	-	0,202	0,137	✓	0,177	✓
Y-	Uniforme	-	-	-	-	-	0,117	0,091	✓	0,117	✓
	Modal	-	-	-	-	-	0,145	0,114	✓	0,147	X

X – Não verifica a condição $d_u > d_t$

✓ – Verifica a condição $d_u > d_t$

Efectivamente, o EC8-1 [10] indica que a curva de capacidade deve ser determinada para valores entre zero e o valor correspondente a 150% do deslocamento-alvo determinado. No entanto, tal como foi referido anteriormente, não foi possível reproduzir o efeito de perda de resistência, após se atingir a força de corte basal máxima, nos modelos testados no programa SAP2000.

Da análise dos resultados obtidos, constatou-se que a direcção X, onde se verifica uma menor capacidade relativa de deformação em regime não linear (Tabela 25), a estrutura atinge a força de corte basal máxima, que corresponde ao deslocamento para o qual se desenvolve o mecanismo plástico, não chegando a atingir, deslocamento-alvo determinado, para a acção sísmica de referência e reduzida. Relativamente ao efeito das alvenarias, a redução do deslocamento-alvo devido ao aumento da rigidez não compensa a redução da capacidade de deformação da estrutura, verificando-se que o mecanismo plástico da estrutura ocorre para uma intensidade sísmica mais baixa, isto é para um menor período de retorno da acção sísmica (Tabela 29).

Tabela 29 – Valores dos períodos de retorno da acção sísmica correspondente à formação dos mecanismos plásticos.

Modelo	Direcção X		Direcção Y+		Direcção Y-	
	Uniforme	Modal	Uniforme	Modal	Uniforme	Modal
Modelo Original [S Alvenarias]	218	317	492	524	485	388
Modelo Original [C/ Alvenarias]	192	237	474	582	538	467

Os períodos de retorno, correspondentes à formação dos mecanismos plásticos, foram determinados através da expressão 4.31 em que a_g e a_{gr} são as acelerações ao nível do solo, correspondente à formação do mecanismo plástico e de referência, respectivamente; $T_{r,ref}$ é o período de retorno da acção sísmica de referência, igual a 475 anos e k é um coeficiente que depende da sismicidade da zona, considerado igual a 1,5 e 2,5 para a acção sísmica do tipo 1 e 2, respectivamente.

$$T_r = \left(\frac{a_g}{a_{gr}} \right)^k T_{r,ref} \quad [4.31]$$

Para efeitos de análise dos componentes da estrutura, considerou-se os resultados do modelo com as paredes de enchimento, para o deslocamento correspondente à formação do mecanismo plástico.

Segundo a direcção transversal, a maior ductilidade compensa a menor rigidez, verificada relativamente à resposta sísmica segundo a direcção longitudinal. Para a acção sísmica de referência e reduzida, constatou-se que os mecanismos plásticos se formam de uma forma geral após o deslocamento-alvo determinado, com as excepções da direcção Y-, para uma distribuição modal de forças laterais e da direcção X, para uma distribuição uniforme, em que praticamente são coincidentes. Na Figura 33, são representados de forma gráfica os deslocamentos-alvos determinados, sobre as curvas de capacidade da análise “pushover” do edifício.

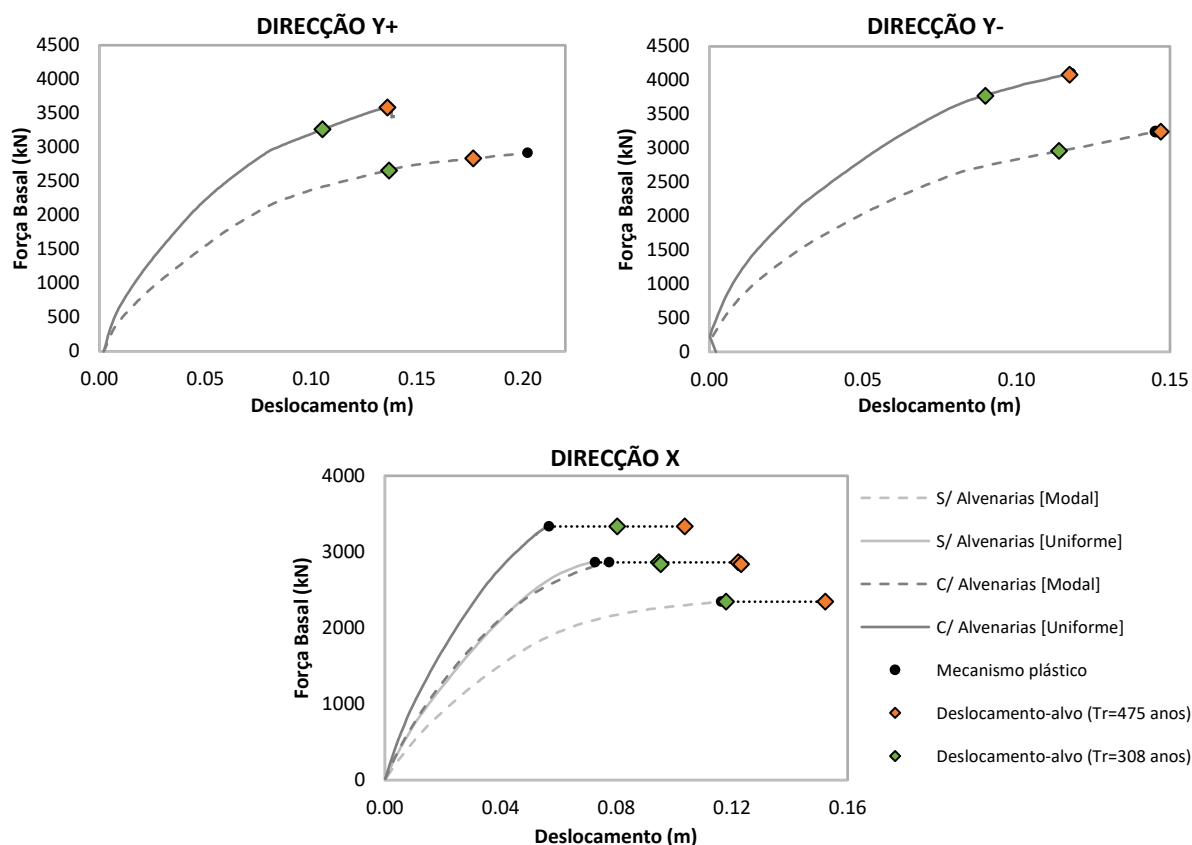


Figura 33 – Curvas de capacidade com indicação do deslocamento-alvo, segundo o método N2, para períodos de retorno da acção sísmica de 475 e 308 anos.

4.6.2 Extensão do Método N2

A aplicação do método N2, em análises estáticas não lineares, apresenta algumas limitações, nomeadamente devido à não consideração dos modos de vibração superiores e de torção. A extensão do método N2, aplicada nesta dissertação, considera a influência dos modos de vibração da estrutura, não incluídos na análise estática não linear, avaliando os seus efeitos em planta, de acordo com [32] e em elevação, segundo o proposto em [34]. Estes procedimentos, consistem em métodos simplificados, que se pretendem de aplicação prática, que são por princípio conservativos. Os métodos acima mencionados, consistem na correcção dos resultados obtidos na análise estática não linear, através da aplicação de factores de correcção, determinados com base numa análise dinâmica modal por espectro de resposta (RSA – *Response Spectrum Analysis*) da estrutura. A aplicação dos factores de correcção em elevação (c_e) e em planta (c_p) são, segundo [34], compatíveis, e podem ser combinados num factor

único. Os factores de correcção finais, determinados para cada direcção, são aplicados às quantidades relevantes obtidas e dependem da localização em planta e em altura dos elementos estruturais.

A análise dinâmica modal por espectro de resposta do modelo 3D, foi realizada no programa SAP2000 (CSI, 2016), com base nos espectros de resposta elástica, definido 3.6.2. Os modos de vibração relevantes (massa efectiva total mínima de 90% em cada direcção, considerando todos os modos com mais de 5% da massa efectiva), foram combinados usando da combinação quadrática completa (CQC), e para a combinação direccional considerou-se a raiz quadrada da soma dos quadrados (SRSS). Foi ainda considerada uma excentricidade acidenta da massa dos pisos bidireccional, correspondente a 5% do comprimento do edifício em cada direcção.

4.6.2.1 Efeito dos modos superiores de vibração em planta (torção)

Diversos estudos no âmbito da resposta sísmica de estruturas, em regime inelástico, concluem que os efeitos da torção, em análises estáticas não lineares, são geralmente subestimados [32]. A extensão do método N2, considera os efeitos da torção através da aplicação de um factor de correcção em planta c_p aos resultados obtidos na análise “pushover”. O factor c_p , é obtido por meio de um rácio entre os efeitos da torção, determinados na análise dinâmica modal por espectro de resposta e na análise (“pushover”) estática não linear.

Da análise modal, apresentada em 4.5, é possível constatar que a estrutura apresenta níveis de torção significativos, com modos preponderantemente de torção a surgir nos primeiros modos da estrutura. É importante notar que, nos modelos desenvolvidos para a análise “pushover” com a laje modelada com elemento “shell”, a consideração das excentricidades acidentais das massas dos pisos torna-se um processo complexo, pelo que o efeito das excentricidades acidentais apenas foi considerado nas análises RSA, com a substituição dos elementos “shell” por um diafragma rígido e com o deslocamento do centro de massa, correspondente à excentricidade de 5%.

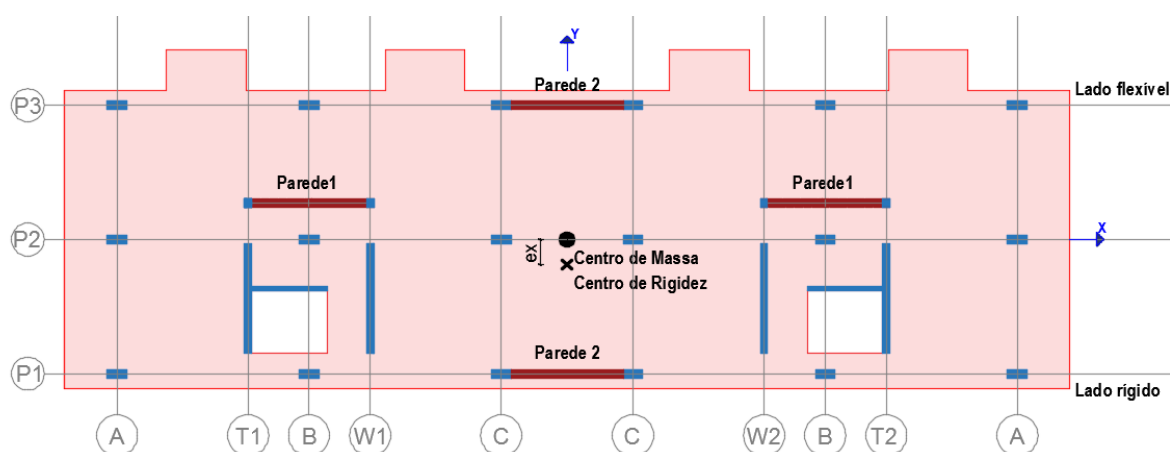


Figura 34 – Avaliação das excentricidades dos pisos.

Como tal, os níveis de torção verificados nos modos mais flexíveis da estrutura pode ser justificado por (i) uma distribuição assimétrica das paredes segundo a direcção Y, deslocando o centro de rigidez da

estrutura no sentido das paredes (Figura 34), originando uma excentricidade segundo X, apesar do efeito da compensação da contribuição das paredes de alvenarias (Parede1), e (ii) uma rigidez de torção baixa com as paredes resistentes se concentrarem perto do centro do edifício.

O factor de correcção em planta c_p , é definido como o rácio entre os deslocamentos normalizados obtidos da análise elástica modal $\bar{\delta}_{rsa}$ e da análise estática não linear “pushover” $\bar{\delta}_{push}$. Os deslocamentos normalizados dependem da localização em planta, e são definidos pela normalização dos deslocamentos, pelo deslocamento do centro de massa do piso, ao nível cobertura do edifício. Desta forma, o factor de correcção c_p , considera a torção verificada na análise modal por espectro de resposta, normalizada aos níveis de torção captados na análise “pushover”, tomando um valor mínimo de 1,0 que corresponde a níveis de torção superiores verificados na análise “pushover”.

$$c_p(x, y) = \frac{\bar{\delta}_{rsa}(x, y)}{\bar{\delta}_{push}(x, y)} \geq 1,0 \quad [4.32]$$

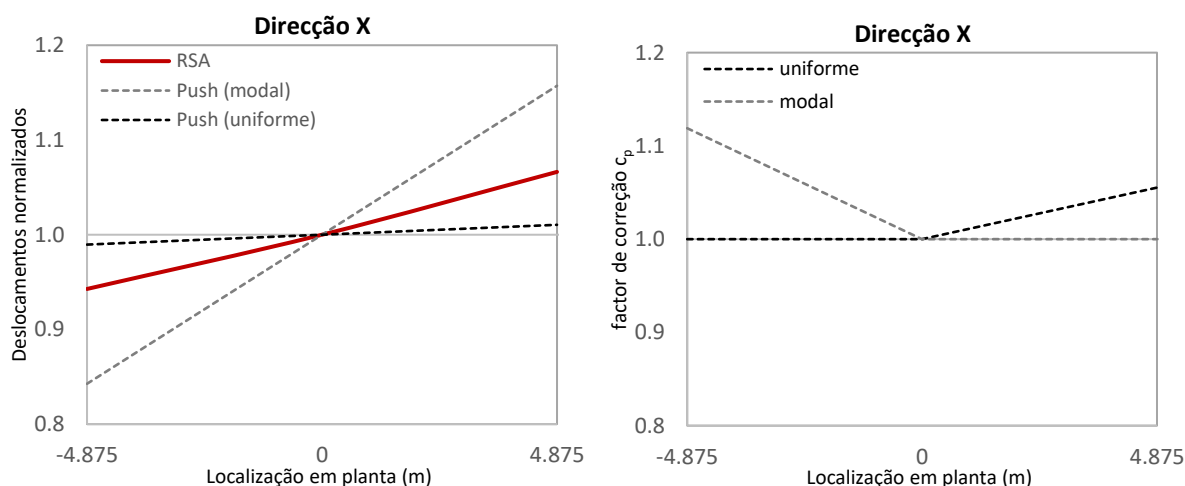


Figura 35 – Deslocamentos normalizados do piso da cobertura e coeficientes de correcção de acordo, segundo a direcção X.

Os deslocamentos normalizados no piso da cobertura e os respectivos factores de redução segundo a direcção X são apresentados na Figura 35. No caso da análise “pushover” com uma distribuição de forças verticais uniforme, apesar da excentricidade, os níveis de torção verificados são reduzidos, subestimando os deslocamentos no lado flexível ($x = 4,875 \text{ m}$) da estrutura e sobrestimando do lado rígido ($x = -4,875 \text{ m}$), comparativamente com os resultados da análise modal por espectro de resposta. No caso da distribuição modal, constata-se que devido ao facto de o modo de translação fundamental apresentar alguma torção, os níveis de torção verificados são superiores na análise “pushover”, que se traduz em factores de correcções superiores a 1,0 no lado rígido da estrutura. É importante notar que, segundo a direcção X, os resultados apresentados correspondem a uma excentricidade acidental, no sentido oposto à localização das paredes estruturais, o que corresponde à situação mais desfavorável devido ao aumento da excentricidade original. Em termos de factores de correcção, segundo a direcção X, a extensão do método N2 conduz a um agravamento dos resultados, obtidos na análise “pushover”, de 10% no pórtico P1 e cerca de 9% no pórtico P3, para uma distribuição de forças modal e uniforme,

respectivamente. Por outro lado, o pórtico P2 não é afectado pelo efeito dos modos de vibração de torção em planta, uma vez que está próximo do centro de massa do piso.

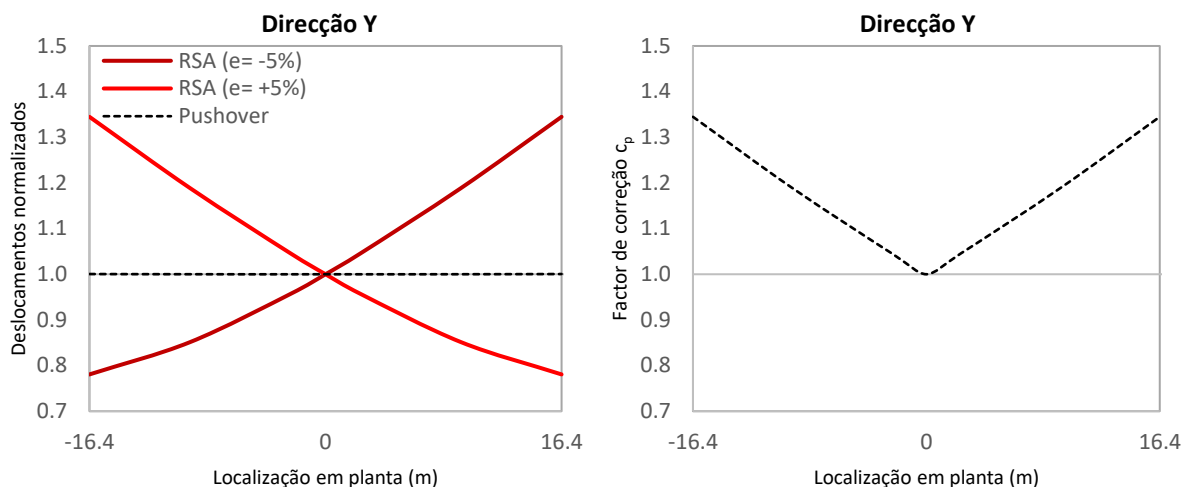


Figura 36 – Deslocamentos normalizados do piso da cobertura e coeficientes de correcção de acordo, segundo a direcção Y.

Segundo a direcção Y (Figura 36), devido à simetria da estrutura e à não consideração de excentricidade accidental na análise “pushover”, a deformada ao nível dos pisos apresenta apenas translação com níveis de torção desprezáveis. Contudo, devido à consideração na análise RSA de uma excentricidade accidental considerável, devido às dimensões significativas do edifício em planta, verifica-se que os deslocamentos nos pórticos extremos (alinhamento A) podem ser subestimados em cerca de 30% na análise “pushover”.

4.6.2.2 Efeito dos modos superiores de vibração em altura

Em edifícios com vários pisos, os efeitos dos modos de vibração superiores, não considerados no método N2 proposto no EC8 [10], podem ter impactos significativos na avaliação sísmica da estrutura. A extensão do método N2 [34] propõe uma correcção aos resultados do método N2, de forma a ter em conta o efeito dos modos de vibração não considerados, através da aplicação de factores de correcção, à semelhança do que acontece com o efeito dos modos de vibração em planta. No caso dos modos de vibração em elevação, são definidos factores de correcção em termos de deslocamentos dos pisos (c_{ed}) e factores de correcção em termos de deslocamentos relativos entre pisos (c_{er}). Os factores são definidos como o rácio dos deslocamentos globais e relativos obtidos com a análise RSA, normalizados, pelos valores determinados na análise “pushover”. É assumido ainda que estes factores de correcção não dependem da localização em planta.

$$c_{ed}(z) = \frac{\bar{\delta}_{rsa}(z)}{\delta_{push}(z)} \geq 1,0 \quad [4.33]$$

$$c_{er}(z) = \frac{\bar{\delta}_{Rrsa}(z)}{\delta_{Rpush}(z)} \geq 1,0 \quad [4.34]$$

Os deslocamentos dos centros de massa dos pisos (δ_{push}) e relativos (δ_{Rpush}) foram determinados directamente da análise “pushover”. Da análise RSA, os deslocamentos verificados ao nível do centro de massa de cada piso, foram normalizados, em cada direcção, de forma que o deslocamento no centro de massa do piso da cobertura corresponda ao deslocamento-alvo ($\bar{\delta}_{rsa}$). Os deslocamentos relativos $\bar{\delta}_{rsa}$ foram determinados com base nos deslocamentos globais normalizados. Segundo [34] na maioria dos casos práticos, os factores de correcção de deslocamentos c_{ed} , são desprezáveis, sendo que o impacto do método, é essencialmente devido os factores de correcção para os deslocamentos relativos entre pisos. Na Figura 37 é possível observar, para a direcção X, que efectivamente o factor de correcção de deslocamentos é constante e igual a 1,0 em todos os pisos da estrutura ($\bar{\delta}_{rsa} \leq \delta_{push}$). O efeito dos modos de vibração superiores, é visível apenas em termos de deslocamentos relativos entre pisos, onde se verifica uma sobrestimação ao nível dos pisos inferiores na análise “pushover”, comparativamente com os resultados da análise RSA, compensada com uma subestimação nos pisos superiores. Ao nível do piso térreo, a sobrestimação significativa observada, pode ser justificada em parte com a perda de rigidez em regime não linear, das paredes resistentes.

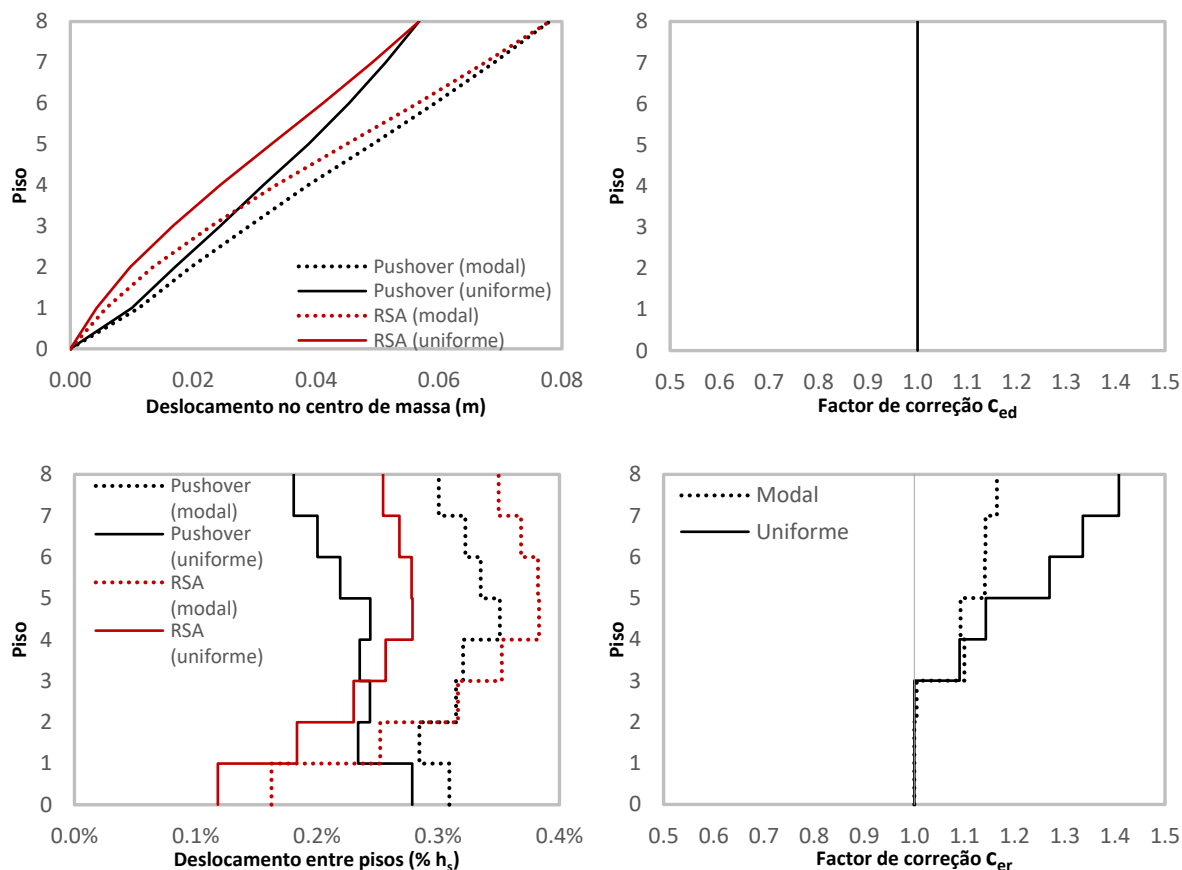


Figura 37 – Determinação dos factores de correcção em elevação, para a direcção X.

É possível constatar ainda que, como seria expectável, os factores de correcção correspondentes a uma distribuição modal de forças são significativamente inferiores, devido à consideração do modo de vibração fundamental. Segundo a direcção Y (Figura 38), foi considerado de forma simplificada um factor de correcção único para ambos os sentidos da acção sísmica, devido à diferença pouco significativa. De uma forma geral, é também possível observar a tendência de subestimar os

deslocamentos relativos ao nível dos pisos superiores na análise “pushover” em comparação com a análise modal por espectro de resposta, devido ao efeito dos modos de vibração superiores, resultando em factores de correcção crescentes em altura. Contudo, para uma distribuição uniforme de forças, o sistema estrutural misto equivalente a parede na direcção longitudinal, apresenta factores de correcção significativamente superiores, o que pode ser justificado pelo facto de o modo de vibração fundamental, (até mesmo para uma distribuição uniforme de forças) se mais representativas no caso do sistema estrutural com as paredes com um funcionamento essencialmente de uma consola de grandes dimensões, comparativamente com o sistema misto pórtico-parede na direcção X.

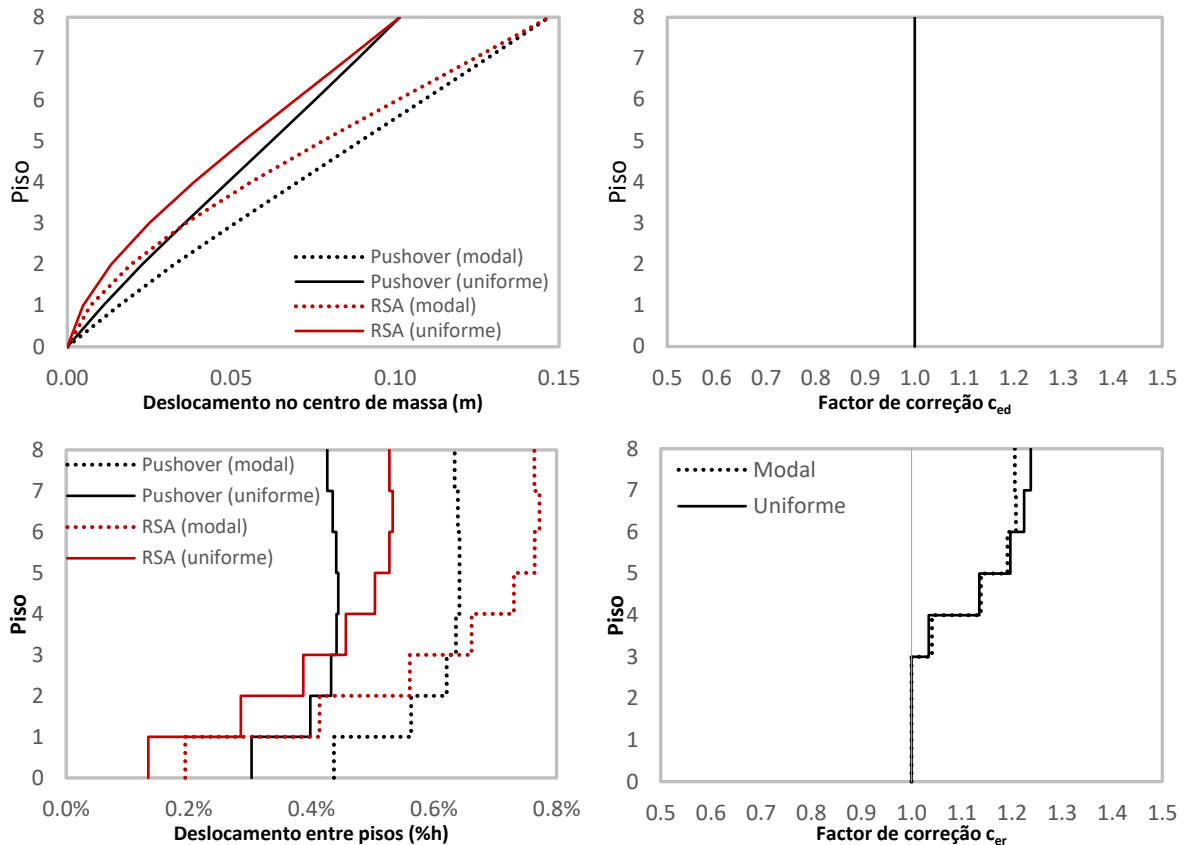


Figura 38- Determinação dos factores de correcção em elevação, para a direcção Y-.

Determinados os factores de correcção em planta e em elevação, os resultados relevantes da análise estática não linear com recurso ao método N2 original (deslocamentos, esforços, deformações) são multiplicados por um factor único c_F , determinado para cada direcção da acção sísmica, que depende da localização em planta e em elevação do elemento considerado.

$$c_F(x, y, z) = c_p(x, y) \cdot c_{er}(z) \quad [4.35]$$

4.6.3 Análise de Resultados

A análise dos resultados segundo a direcção Y+ e Y-, foi realizada para os deslocamentos-alvos determinados através do método N2, para uma acção sísmica com um período de retorno de 475 anos. Segundo a direcção X, foram considerados os esforços e deformações obtidos para o deslocamento

correspondente à formação dos mecanismos plásticos. Os efeitos dos modos de vibração superiores, em elevação e em planta, foi considerado com a aplicação da extensão do método N2 ([32] e [34]).

4.6.3.1 Deslocamentos entre pisos

No EC8-1 [10], para edifícios com elementos não estruturais frágeis fixos à estrutura, define um limite superior para os deslocamentos relativo entre pisos de $0,005h_s/v_r$, em que h_s corresponde à altura do piso e v_r é um coeficiente de redução da intensidade da acção sísmica (e consequentemente do período de retorno) associada ao requisito de limitação de danos, sendo recomendado, para edifícios correntes de betão armado (classe de importância I) o valor de 0,4 ($T_r=50$ anos) que corresponde a um deslocamento máximo entre pisos de $1,25\%h_s$. Apesar de esta condição ser aplicada apenas a construções novas, foi considerado neste trabalho como um valor de referência.

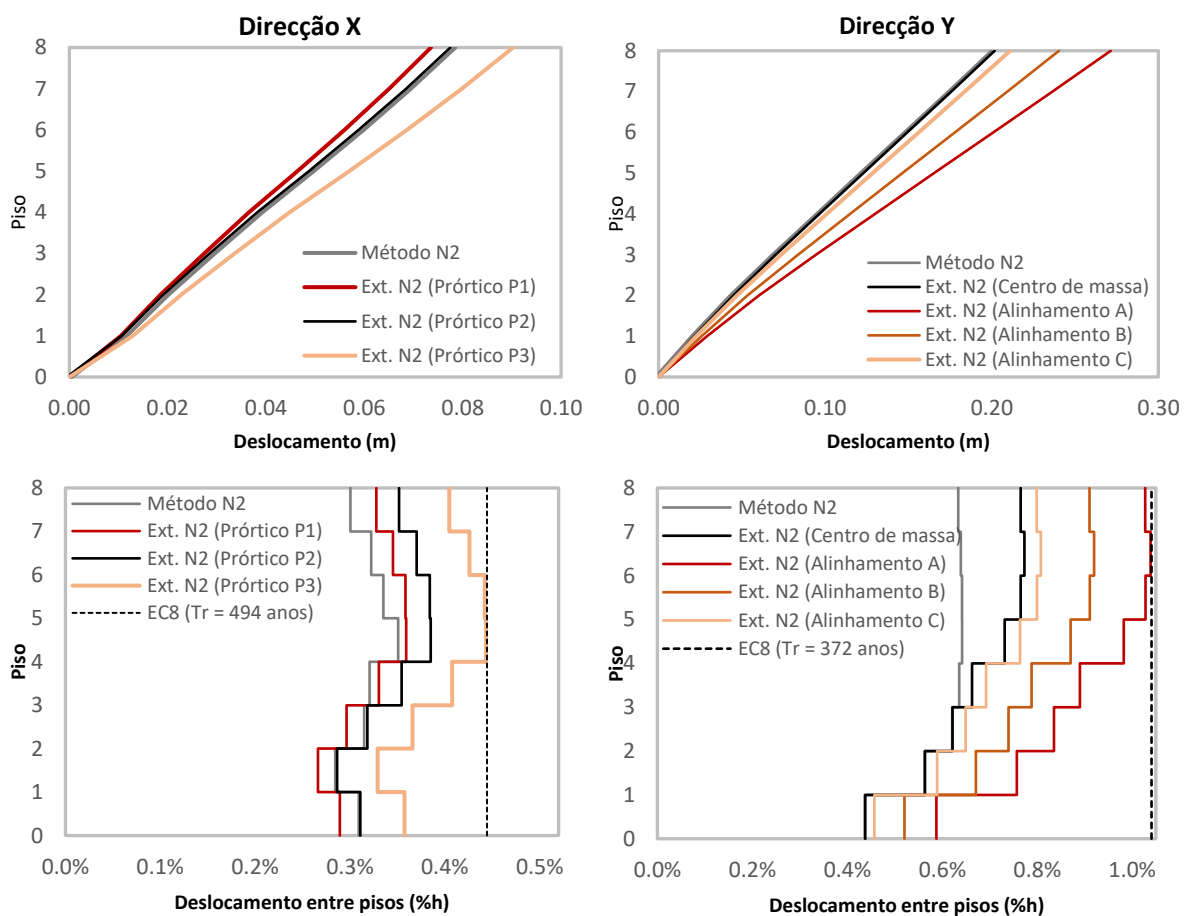


Figura 39- Deslocamentos totais e deslocamento entre pisos (método N2 e extensão do método N2).

Com a consideração da extensão do método N2, é possível observar na Figura 39, na direcção X, que os deslocamentos relativos estão significativamente abaixo dos requisitos do EC8-1 [10], verificando-se um deslocamento máximo de $0,45\%h_s$. Contudo, é importante realçar que os resultados da direcção X não correspondem ao deslocamento-alvo. Segundo a direcção Y, nos alinhamento mais afastados do contro de rigidez, verificam-se deslocamento relativos nos pisos superiores na ordem dos $1,04\%h_s$, mais próximos dos limites de do EC8-1 [10].

4.6.3.2 Pórticos

Com os resultados da análise “pushover”, foi possível verificar as consequências de diversas práticas inadequadas, identificadas no Capítulo 2, na concepção de pórticos estruturais resistentes a sismos. Em termos de comportamento em flexão (admitindo a não rotura ao esforço transversal dos elementos), é possível constatar, o desequilíbrio entre a resistência dos pilares em relação às vigas nos nós de ligação viga-pilar, nomeadamente nos pisos superiores. Na Figura 40, são identificadas as rótulas plásticas que se formam na análise “pushover” do modelo no programa SAP2000 segundo a direcção X, para o deslocamento último verificado. É possível observar, nos pisos inferiores, que as rótulas se formam nas vigas, configuração que confere ao pórtico alguma capacidade de redistribuição de esforços. Pelo contrário, com a redução das secções dos pilares em altura, o desequilíbrio entre as resistências das vigas e pilares aumenta, agravado pela redução do esforço normal nos pilares, verificando-se ao nível dos pisos superiores, a formação das rótulas plásticas nas secções dos pilares, gerando mecanismos locais com pouca capacidade de redistribuição de esforços e de dissipação de energia. Em estruturas porticadas, este tipo de configuração pode conduzir ao colapso prematuro, global ou local, da estrutura sem a exploração desejada do seu comportamento não linear. Contudo, verificou-se que a redundância do sistema estrutural resistente às acções horizontais, conferida pelas paredes, impediu o colapso local ao nível dos pisos superiores.

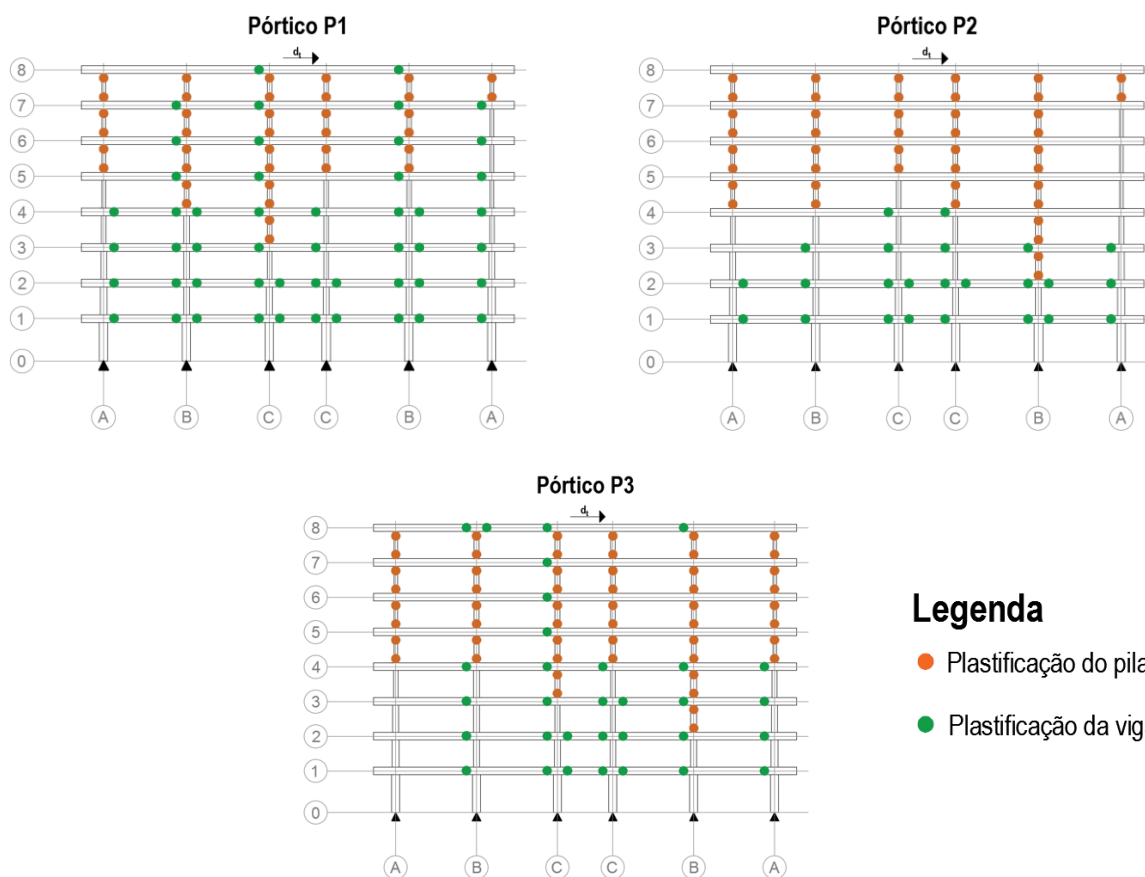


Figura 40 – Formação de rótulas plásticas nos pórticos, na análise no programa SAP2000 segundo a direcção X, para o deslocamento último da estrutura.

Contudo, apesar da plastificação dos pilares, os reduzidos deslocamentos a que os pórticos são sujeitos, traduzem-se numa significativa disponibilidade em termos de capacidade de deformação plástica dos elementos. Na Tabela 30, são apresentados os estados limites verificados correspondentes à combinação mais desfavorável para cada pilar dos pórticos, considerando os deslocamentos-alvos determinados para a acção sísmica não reduzida, sendo possível observar o rácio entre as rotações totais das cordas (eq. 4.3) e a capacidade de rotação última, calculada de acordo com o EC8-3 [5] (eq. 4.11). É possível também observar, de forma quantitativa, o efeito da extensão do método N2 nos estados dos pilares.

Tabela 30 – Estado limite (flexão) dos pilares dos pórticos para a combinação mais desfavorável (método N2 e extensão).

Alinhamento	Piso	Método N2						Extensão do Método N2					
		Pórtico P1		Pórtico P2		Pórtico P3		Pórtico P1		Pórtico P2		Pórtico P3	
		$\theta/\theta_{u,s}$	EL	$\theta/\theta_{u,s}$	EL	$\theta/\theta_{u,s}$	EL	$\theta/\theta_{u,s}$	EL	$\theta/\theta_{u,s}$	EL	$\theta/\theta_{u,s}$	EL
A	0	7%	DL	6%	DL	11%	DL	10%	DL	6%	DL	15%	DL
	1	12%	SD	11%	DL	12%	DL	19%	SD	14%	DL	19%	DL
	2	18%	SD	15%	DL	22%	DL	25%	SD	19%	SD	34%	DL
	3	25%	SD	29%	SD	29%	SD	42%	SD	43%	SD	42%	SD
	4	30%	SD	39%	SD	31%	SD	50%	SD	67%	SD	52%	SD
	5	22%	SD	33%	SD	27%	SD	38%	SD	61%	SD	49%	SD
	6	20%	SD	29%	SD	25%	SD	35%	SD	58%	SD	41%	SD
7	21%	SD	27%	SD	22%	SD	34%	SD	44%	SD	31%	SD	
B	0	9%	DL	8%	DL	16%	DL	10%	DL	8%	DL	19%	DL
	1	12%	DL	9%	DL	17%	DL	13%	SD	11%	DL	20%	DL
	2	15%	SD	15%	DL	28%	DL	19%	SD	18%	DL	33%	DL
	3	16%	SD	17%	DL	26%	DL	23%	SD	22%	SD	34%	SD
	4	23%	SD	17%	SD	30%	SD	34%	SD	24%	SD	39%	SD
	5	22%	SD	16%	SD	25%	SD	34%	SD	24%	SD	37%	SD
	6	19%	SD	15%	SD	22%	SD	29%	SD	23%	SD	33%	SD
7	17%	SD	14%	SD	17%	SD	26%	SD	21%	SD	24%	SD	
C	0	11%	DL	9%	DL	10%	DL	12%	DL	9%	DL	11%	DL
	1	20%	DL	12%	DL	15%	DL	22%	DL	13%	DL	19%	DL
	2	25%	SD	22%	DL	25%	SD	31%	SD	23%	DL	32%	SD
	3	32%	SD	26%	DL	30%	SD	37%	SD	30%	SD	37%	SD
	4	34%	SD	36%	SD	32%	SD	41%	SD	42%	SD	42%	SD
	5	32%	SD	22%	SD	28%	SD	47%	SD	33%	SD	40%	SD
	6	24%	SD	20%	SD	22%	SD	36%	SD	27%	SD	32%	SD
7	23%	SD	24%	SD	19%	SD	35%	SD	32%	SD	26%	SD	
$\frac{\sum \theta/\theta_{u,s}}{n}$		20%		20%		22%		29%		28%		32%	

Os resultados obtidos em flexão devem ser validados com a avaliação dos mecanismos de rotura frágeis por esforço transversor. Tomando como exemplos os cálculos efectuados para dois pilares do piso 0 (Tabela 31), que apresentam as mesmas dimensões e pormenorização de armaduras transversais, é possível observar a influência do esforço normal, na resistência ao esforço transversor para acções cíclicas V_R , determinado de acordo com o EC8-3, em contraste o reduzido acréscimo de resistência, conferida pelas armaduras transversais.

Tabela 31 – Resistência ao esforço transversor

Pórtico	Pilar	ρ_w	$N(kN)$	$M_3(kNm)$	$V_2(kN)$	ATC-40			EC8-3	
						$V_s(kN)$	$V_c(kN)$	$V_n(kN)$	$V_w(kN)$	$V_R(kN)$
P2	B0	0,0011	1160,4	275,0	76,4	65,8	130,9	196,7	39,5	109,2
P2	A0	0,0011	411,3	286,9	79,7	65,8	51,1	116,9	39,5	50,8

Por outro lado, as expressões de cálculo do esforço transversor resistente de acordo com a norma americana ATC-40 conduzem a valores significativamente superiores, nomeadamente devido à sobreavaliação da contribuição das armaduras transversais V_s face aos valores de V_w do EC8-3.

Tabela 32 – Estado limite (esforço transverso) dos pilares dos pórticos para a combinação mais desfavorável (EC8-3 e ATC-40).

Alinhamento	Piso	EC8-3						ATC-40					
		Pórtico P1		Pórtico P2		Pórtico P3		Pórtico P1		Pórtico P2		Pórtico P3	
		V_2/V_r	EL	V_2/V_r	EL	V_2/V_r	EL	V_2/V_n	EL	V_2/V_n	EL	V_2/V_n	EL
A	0	80%	DL	98%	DL	75%	DL	34%	DL	44%	DL	36%	DL
	1	147%	X	178%	X	104%	X	90%	DL	131%	X	70%	DL
	2	166%	X	243%	X	122%	X	84%	DL	157%	X	69%	DL
	3	204%	X	235%	X	158%	X	107%	X	129%	X	87%	DL
	4	211%	X	213%	X	165%	X	83%	DL	89%	DL	68%	DL
	5	240%	X	242%	X	178%	X	88%	DL	95%	DL	73%	DL
	6	259%	X	256%	X	182%	X	84%	DL	91%	DL	68%	DL
7	245%	X	245%	X	192%	X	65%	DL	74%	DL	51%	DL	
B	0	60%	DL	208%	X	81%	DL	25%	DL	65%	DL	41%	DL
	1	110%	X	403%	X	119%	X	57%	DL	176%	X	77%	DL
	2	139%	X	419%	X	137%	X	77%	DL	179%	X	102%	X
	3	179%	X	396%	X	148%	X	91%	DL	154%	X	104%	X
	4	186%	X	245%	X	139%	X	83%	DL	79%	DL	78%	DL
	5	206%	X	281%	X	148%	X	84%	DL	80%	DL	80%	DL
	6	215%	X	305%	X	155%	X	76%	DL	76%	DL	75%	DL
7	212%	X	214%	X	164%	X	60%	DL	46%	DL	61%	DL	
C	0	68%	DL	81%	DL	57%	DL	31%	DL	39%	DL	27%	DL
	1	119%	X	133%	X	94%	DL	76%	DL	101%	X	64%	DL
	2	138%	X	169%	X	115%	X	72%	DL	112%	X	64%	DL
	3	160%	X	223%	X	129%	X	80%	DL	116%	X	73%	DL
	4	160%	X	187%	X	131%	X	61%	DL	76%	DL	54%	DL
	5	185%	X	219%	X	145%	X	73%	DL	86%	DL	60%	DL
	6	203%	X	258%	X	158%	X	70%	DL	92%	DL	56%	DL
7	220%	X	191%	X	166%	X	59%	DL	59%	DL	46%	DL	

X – Rotura Frágil

Na Tabela 32 é possível observar os níveis de exigência muito superiores do EC8-3 [5] comparativamente com o ATC-40 [8]. Considerando a resistência ao esforço transverso para acções cíclicas, de acordo com o EC8-3 [5], é possível concluir que a grande maioria dos pilares seriam condicionados por uma rotura frágil por esforço transverso para um momento flector inferior ao momento resistente da secção, devido a uma inadequada pormenorização em termos de armadura transversal. Relacionando os resultados em termos de flexão (Tabela 30) e esforço transverso dos pilares (Tabela 31) de acordo com o ATC-40 [8], é possível concluir que nos pisos superiores, o reduzido momento resistente das secções que conduz à cedência dos pilares, limita o nível de esforço transverso no elemento, garantindo uma rotura dúctil. Por outro lado, com o aumento da secção nos pisos inferiores e o conseqüente aumento do momento flector resistente (a que acresce a contribuição do esforço normal) e verificando-se os mesmos níveis de armadura transversal, é possível constar que os pilares podem ser condicionados por uma rotura frágil por esforço transverso, para um momento inferior ao momento resistente da secção. Este efeito é visível nomeadamente no pórtico P2 central, entre o primeiro e o terceiro piso, derivado das maiores taxas de armaduras longitudinais verificadas relativamente aos pilares dos pórticos P1 e P3. É ainda interessante referir que, entre o terceiro e o quarto piso, a diminuição brusca da relação entre o esforço transverso actuante e resistente, verificada nos pilares, coincide com uma redução generalizada das suas secções e das armaduras longitudinal.

4.6.3.3 Paredes

Em termos de resposta da estrutura, considerando apenas o comportamento em flexão dos elementos, as paredes estruturais, surgem na análise “pushover” estática não linear, como elementos críticos do edifício.

Segundo a direcção longitudinal do edifício, dada ineficácia dos pórticos em termos de resistência à acção sísmica, discutida acima (com a tendência ao desenvolvimento de mecanismos de colapso locais nos pisos superiores) associada a um desequilíbrio, em termos de rigidez e resistência entre as duas paredes resistentes (Figura 22), verificou-se que a reduzida capacidade de deformação da estrutura, é condicionada por uma rotura, tendencialmente frágil, de uma das paredes resistentes em “T”, provocada pela rotura do betão da alma à compressão. Em consequência da perda substancial de resistência, não foi possível reproduzir, na análise “pushover”, o comportamento da estrutura após rotura da parede mais rígida do sistema, não sendo inclusivamente possível atingir o deslocamento-alvo determinado, mesmo considerando uma redução da acção sísmica.

Tabela 33 – Estado das paredes T1 e T2 para a acção sísmica segundo a direcção X+.

Parede	c_F	N [KN]	M_2 [KNm]	θ_2 [rad]	$\theta_{2,DL}$ [rad]	$\theta_{2,SD}$ [rad]	$\theta_{2,NC}$ [rad]	Estado Limite	V_3 [KN]	V_R [KN]	Estado Limite
T1	1,04	-2733	-7531	-0,0063	-0,0033	-0,0035	-0,0046	X	1324	522	X
T2	1,04	-2750	2129	0,0060	0,0020	0,0079	0,0105	SD	328	645	DL

X – Rotura

A Tabela 33 apresenta os estados das paredes resistentes segundo a direcção X, para a combinação crítica de acções. É possível observar a diferença significativa, em termos de capacidade de rotação, (determinadas de acordo com o EC8-3 [5]) entre as duas paredes. No momento da rotura da parede T1, constata-se que a parede T2 apresenta uma rotação correspondente a cerca de 57% da capacidade de rotação total. De facto, a parede T1, sendo significativamente mais rígida, é responsável por cerca de 80% da contribuição das paredes, para a força de corte basal, o que pode justificar o colapso da estrutura com a rotura da parede. É importante realçar ainda que, os resultados obtidos na análise “pushover” para as paredes em “T”, com base nos modelos de fibras e nas relações constitutivas dos materiais consideradas, sobrestimam a capacidade de rotação na rotura das paredes, o que pode ser justificado, em parte, pela redução considerada em 4.3.1.3, que considera a efeito das armaduras lisas, utilizadas nas paredes de betão armado.

Segundo a direcção transversal do edifício (Y+ e Y-), o sistema é inteiramente dependente das paredes estruturais. Da análise das curvas de capacidade da estrutura, constatou-se que, para um período de retorno da acção sísmica de 475 anos, as paredes não chegam a atingir a da rotura dúctil por flexão. Contudo, devido a sobrestimação das capacidades de rotação acima mencionada, na Tabela 34 é possível observar, para a combinação de acções mais desfavorável, as paredes estão muito próximas da rotura.

Tabela 34 - Estado das paredes T1 e T2 para a acção sísmica segundo a direcção Y+.

Parede	c_F	N [KN]	M_3 [KNm]	θ_3 [rad]	$\theta_{3,DL}$ [rad]	$\theta_{3,SD}$ [rad]	$\theta_{3,NC}$ [rad]	Estado Limite	V_3 [KN]	V_R [KN]	Estado Limite
T1	1,25	-2118	5928	0,0090	0,0023	0,0067	0,0090	NC	857	693	X
W1	1,15	-2111	6223	0,0092	0,0024	0,0069	0,0092	NC	830	656	X
W2	1,15	-2205	6248	0,0091	0,0024	0,0069	0,0092	NC	831	672	X
T2	1,25	-2281	6627	0,0086	0,0023	0,0067	0,0089	NC	948	721	X

X – Rotura

Relativamente ao esforço transversal, avaliado segundo o EC8-3 [5], constatou-se que para os deslocamentos correspondentes à rotura das paredes em flexão, a resistência ao esforço transversal (condicionadas pela resistência para acções cíclicas V_R) é significativamente inferior ao esforço verificado, o que indica que as paredes sofrem uma rotura frágil prematura, sem que consigam mobilizar toda a capacidade de rotação em flexão. Verificou-se ainda que as compressões na alma da parede, não são condicionantes relativamente ao esforço transversal limitado por uma reduzida taxa de armadura transversal.

4.7 Resumo da análise

As análises estáticas não lineares, realizadas ao edifício, permitiram identificar as principais deficiências da estrutura, que comprometem o seu desempenho sísmico. Em termos de comportamento em flexão, foi possível concluir que as paredes de betão armado são os componentes condicionantes do sistema estrutural resistente às acções horizontais, em ambas as direcções do edifício, absorvendo cerca de 65% da força de corte basal segundo a direcção longitudinal e praticamente 100% segundo a direcção transversal. A inadequada pormenorização, nomeadamente ao nível da cintagem do betão nas extremidades das paredes, justifica em grande medida os reduzidos coeficientes de ductilidade μ verificados na análise, uma vez que a estrutura atinge o deslocamento último com a rotura das paredes por compressão do betão não confinado, resultando numa reduzida capacidade de rotação. Nomeadamente, devido ao efeito acima mencionado, a estrutura apresenta, segundo a direcção longitudinal, uma relação rigidez-ductilidade bastante desequilibrada, não chegando a atingir o deslocamento-alvo para a acção sísmica considerada. Este facto deve-se a uma rotura praticamente frágil em flexão, da parede em "T", com a rotura por compressão do betão da alma de reduzidas dimensões.

Por outro lado, apesar de dimensionados para absorver os impulsos sísmicos na direcção longitudinal, a concepção inadequada dos pórticos em termos de resistência lateral, ductilidade e controlo do modo de rotura, tornam os pórticos de betão armado muito ineficientes, em termos de resistência às acções horizontais. É importante destacar o desequilíbrio entre momentos resistentes nos nós vigas-pilares, com tendência para a formação de rótulas plásticas nos pilares dos pisos superiores dos pórticos, reduzindo significativamente a sua rigidez, ficando o sistema resistente exclusivamente dependente das paredes estruturais, que evitam a rotura local dos pisos. Outro aspecto relevante relativamente aos pórticos, é o facto de estes serem articulados na base, o que reduz significativamente a sua rigidez.

Relativamente à análise do colapso frágil dos pilares, foi possível concluir o impacto substancial da consideração do EC8-3 [5] comparativamente à norma ATC-40 [8] na avaliação do esforço transversal resistente, com a conclusão de que praticamente todos os elementos eram condicionados por um modo de rotura frágil prematuro. A mesma conclusão foi verificada para as paredes estruturais, em consequência de uma inadequada pormenorização ao nível das armaduras transversais dos elementos.

Capítulo 5 - Solução de Reforço Estrutural

5.1 Introdução

Com base na análise sísmica do edifício e dos seus componentes, realizada no Capítulo 4, foi possível uma identificação, de forma bastante localizada, das deficiências críticas da estrutura. Neste capítulo é apresentada a solução de reforço idealizada, com vista à verificação dos requisitos de desempenho de acordo com o EC8-3 [5].

5.2 Solução de Reforço

Em termos dos componentes dúcteis da estrutura, da análise “*pushover*” foi possível concluir que para o sistema resistente, composto pelas quatro paredes de betão armado, segundo a direcção transversal do edifício, considerando a redução da acção sísmica, é possível verificar a segurança da estrutura para o estado limite de danos severos do EC8-3 [5]. O problema é então colocado em termos da resposta da estrutura segundo a direcção longitudinal, onde foi possível concluir que a estrutura não apresenta níveis de ductilidade adequados, face à resistência do sistema misto equivalente a paredes, não sendo possível atingir o deslocamento-alvo mesmo considerando uma redução da acção sísmica. Este comportamento tendencialmente frágil, deve-se à reduzida capacidade de deformação em regime inelástico das paredes T1 e T2, que absorvem cerca de 65 % da força de corte basal sísmica. Com base nesta conclusão, o foco principal da estratégia de reforço idealizada foi de dotar as paredes T1 e T2 de uma capacidade de deformação plástica adequada nos pisos inferior, através de uma solução de encamisamento em betão armado, com a demolição e reconstrução dos elementos de extremidade das almas das paredes, de forma a garantir confinamento adequado do betão. Esta intervenção tem ainda a vantagem de aumentar a resistência da secção para momentos positivos, devido ao aumento de armadura de flexão realizada no elemento de extremidade, o que permite aumentar a rigidez e resistência do sistema, diminuindo o deslocamento-alvo. Para compensar o aumento de resistência e de rigidez das paredes T1 e T2 segundo a direcção transversal do edifício, foi idealizada uma solução com um encamisamento nas paredes W1 e W2, de forma a procurar manter o equilíbrio de rigidez entre as quatro paredes.

Com esta intervenção, ao nível das paredes, é expectável que os pórticos percam preponderância no sistema resistente às acções horizontais. No entanto, é importante realçar que a análise dos pórticos foi realizada para um deslocamento último inferior ao deslocamento alvo. Como tal, com o reforço das paredes, os pórticos serão sujeitos a deslocamentos globais, correspondentes ao deslocamento-alvo superiores. Assim, será, necessário avaliar se a sua capacidade de deformação, sem terem sido sujeitos a intervenção de reforço, é adequada aos novos valores de deformações impostas.

Complementarmente à intervenção nas paredes ao nível do seu comportamento em flexão, impõem-se ainda uma intervenção ao nível da resistência ao esforço transversal, de forma a evitar este modo prematuro de rotura frágil. A solução idealizada para o problema do esforço transversal nas paredes, consiste num encamisamento da secção, com reforço ao nível da armadura transversal. Nos pórticos, a estratégia será intervir ao nível dos pilares em que se verifique a rotura frágil e/ou dúctil, com a

aplicação de polímeros reforçados com fibras (FRP - *Fiber-Reinforced Polymer*). Esta solução, pode ser justificada em situações em que seja necessário intervir num número significativo de elementos, pela sua maior rapidez e facilidade de execução relativamente a uma solução com encamisamento em betão. Em suma, a solução de reforço idealizada pode ser sintetizada nos seguintes pontos:

- Demolição e reconstituição do elemento de extremidade nas almas das paredes T1 e T2 ao nível dos dois primeiros pisos;
- Encamisamento das paredes estruturais, com reforço ao nível das armaduras transversais e verticais na alma das paredes estruturais ao nível dos dois primeiros pisos (ver Figura 43).
- Reforço dos pilares dos pórticos ao esforço transverso, com recurso a faixas de mantas de polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP), onde se verifique uma rotura frágil por esforço transverso.

5.2.1 Encamisamento das Paredes de Betão armado

A técnica de reforço mais comum para melhorar o desempenho de elementos de betão armado é o encamisamento. Esta técnica é particularmente eficiente quando se verifica a necessidade de intervir em simultâneo ao nível do comportamento em flexão e esforço transverso dos elementos [35]. Contudo, pode tornar-se numa solução pouco económica, quando se verifica a necessidade de intervir de uma forma generalizada no edifício, podendo implicar intervenções em quase todos os elementos verticais, aumentando os custos directos e indirectos associados à necessidade de desocupação temporária do edifício. O encamisamento pode ser realizado com recurso a diferentes materiais como chapas de aço, mantas de fibras de carbono ou aplicação de uma camada exterior de betão. Nesta dissertação considerou-se uma solução de encamisamento com uma camada exterior de betão, com a aplicação de novas armaduras longitudinais e transversais. Segundo [36], em seguida descrevem-se as principais operações para a execução de um encamisamento.

(i) Escoramento

Permite que o reforço seja aplicado com níveis de tensão mais baixos na secção.

(ii) Preparação da superfície

De forma a obter uma melhor ligação entre os materiais, é necessário preparar a superfície, retirando a camada de betão degradado e picando a superfície de forma a aumentar a rugosidade. Relativamente às almas das paredes em “T”, é necessário demolir a zona da extremidade, de forma a reconstruir o elemento de extremidade.

(iii) Colocação de novas armaduras

Na zona demolida das almas das paredes em “T”, são realizadas as armaduras dos elementos de extremidade confinados. Adicionalmente, são colocadas as armaduras longitudinais e transversais adicionais, exteriormente à secção. Uma vez que se pretende reforçar o elemento à flexão, é necessário que as armaduras longitudinais furem a laje dos pisos. É importante realçar ainda a necessidade de ancorar as armaduras adicionadas adequadamente nas fundações das paredes.

(iv) Betonagem

O encamisamento pode ser realizado utilizando argamassas ou betão, que pode projectado ou com recurso a cofragem. Nesta dissertação, considerou-se para o encamisamento um betão com as mesmas propriedades do betão original.

De forma a minimizar o número de elementos a intervir, considerou-se uma solução de encamisamento com o objectivo secundário de aumentar a rigidez das paredes estruturais, reduzindo os deslocamentos e consequentemente aliviando o nível de esforço transversal nos pilares. Contudo, o aumento da rigidez das paredes T1 e T2 provoca um aumento das assimetrias da estrutura, com impacto ao nível da torção que deve ser tido em consideração. Relativamente ao desempenho sísmico na direcção transversal do edifício, com o objectivo de verificar a segurança ao estado limite de danos severos para a acção sísmica não reduzida, foi idealizado um encamisamento das paredes rectangulares e dos banzos das paredes em “T”, com a adição de armadura transversal de forma a aumentar a resistência ao esforço transversal, e a aplicação de uma armadura longitudinal distribuída de forma a aumentar a rigidez no estado fendilhado e os momentos resistentes das secções, diminuindo o deslocamento alvo da estrutura.. Relativamente às armaduras longitudinais, considerou-se espaçamentos das armaduras distribuídas iguais aos espaçamentos verificados nas armaduras longitudinais das paredes, de forma a compatibilizar as armaduras de reforço com as originais. Em termos de armadura transversal, a solução apresentada na Figura 43, uma vez que não interfere na modelação, foi dimensionada posteriormente para os esforços obtidos na análise em 5.4.2.4. De forma a calibrar a solução, foi realizado um estudo de sensibilidade a diferentes alternativas, identificadas na Tabela 35, ao nível da influência da espessura do encamisamento e o diâmetro das armaduras longitudinais distribuídas na relação momento-curvatura das secções rectangulares.

Tabela 35 – Análise de sensibilidade: soluções de reforços das paredes na direcção transversal.

Parede (Secção Rectangular)	Modelo 0	Modelo A	Modelo B	Modelo C
Espessura do encamisamento (cm)	0,0	2,5	2,5	5,0
Armadura de alma (A500 NR)	$\phi 8//0,20$	$\phi 8//0,20$	$\phi 12//0,20$	$\phi 12//0,20$

Na análise às relações momentos-curvaturas apresentadas na Figura 41, é possível observar o aumento dos momentos resistentes com o aumento da armadura distribuída.

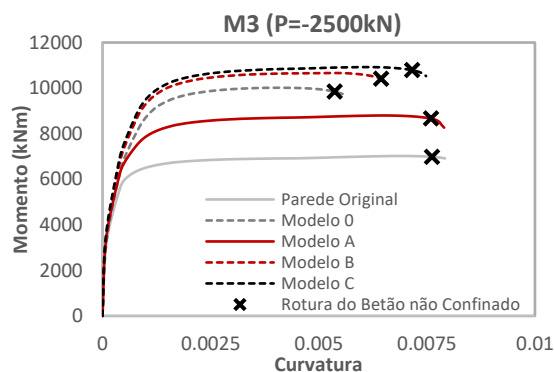


Figura 41 – Relações momentos-curvaturas das paredes rectangulares: avaliação das soluções de reforço.

Contudo, com este aumento de armadura, a linha neutra última afasta-se da zona de compressão máxima do betão, diminuindo a ductilidade da secção condicionada pela rotura do betão à compressão. Este efeito pode ser atenuado com o aumento da largura da secção. Na solução final adoptou-se a

solução do modelo A, com um encamisamento de 2,5 cm de espessura e uma armadura longitudinal distribuída com $\phi 8//0,20$ em cada face, que permite um aumento em cerca de 20% do momento resistente, sem o prejuízo da ductilidade.

Relativamente às almas das paredes sem “T” (Figura 43), de forma a aumentar a ductilidade da secção para os momentos negativos, dada a dificuldade de confinar o betão em paredes de betão armado, idealizou-se uma demolição parcial da alma da parede, de forma a reconstruir o elemento de extremidade confinado. Seguindo a linha de dimensionamento do EC8-1 [10] para paredes dúcteis, considerou-se que o comprimento da zona confinada (l_c), deve ser prolongado até ao ponto onde o betão não confinado possa destacar-se por estar submetido a extensões de compressão superiores ao valor correspondente à extensão máxima não confinada (0,0035). Em termos de cintagem, consideraram-se cintas constituídas por varões de $\phi 8$ (A500NR), com um espaçamento de 0,10m e uma distância máxima entre varões não cintados de 0,20 m, de acordo com os requisitos do EC8-1 [10]. No pré-dimensionamento do comprimento l_c , uma vez que depende da extensão última do betão confinado, foi necessário um processo de cálculo iterativo. O modelo de betão confinado resultante da solução adoptada (Figura 6) foi apresentado em 3.2.1. Relativamente à espessura do encamisamento, dada a reduzida espessura da alma, considerou-se um valor mínimo de 5 cm, de forma a verificar a largura mínima 20cm do elemento de extremidade de acordo com o EC8-1 [10]. Com o objectivo de aumentar a resistência da secção para momentos positivos (M_2^+), e de forma a melhor proporcionar os valores dos momentos resistentes das paredes (Figura 22), considerou-se, adicionalmente à armadura de flexão realizada nos elementos de extremidade, também uma armadura longitudinal distribuída. Com a solução dos banzos das paredes fixada, à semelhança da concepção da solução de reforço na direcção longitudinal, foi realizada uma análise de sensibilidade às relações momentos-curvaturas, fazendo variar a área de armadura longitudinal de reforço e a espessura do encamisamento. A soluções avaliadas são apresentadas na Tabela 37.

Tabela 36 - Análise de sensibilidade: soluções de reforço das almas das paredes em “T”.

Parede (Secção em T)	Modelo A	Modelo B	Modelo C
Alma			
Espessura do encamisamento (cm)	5,0	5,0	10,0
Armadura de alma (A500 NR)	$\phi 8//0,25$	$\phi 12//0,25$	$\phi 12//0,25$
Armadura de flexão (A500 NR)	8 $\phi 20$	8 $\phi 25$	8 $\phi 25$

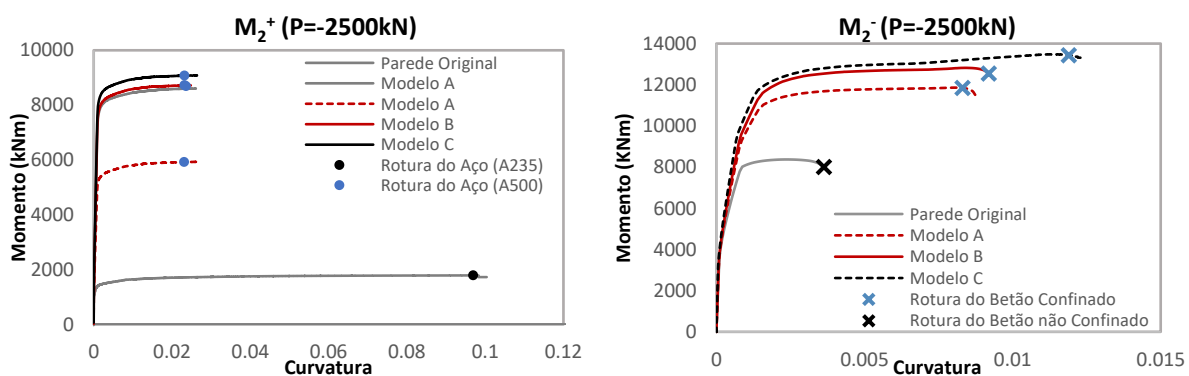


Figura 42 Relações momentos-curvaturas das paredes em “T”: avaliação das soluções de reforço.

Na Figura 42 é possível observar o aumento significativo da ductilidade para os momentos negativos (M_2) com o confinamento do betão na zona crítica. Este aumento depende também da espessura da zona confinada, que aumenta com a espessura do encamisamento. Por outro lado, o aumento da espessura da alma da parede agrava as assimetrias da estrutura, aumentando os efeitos de torção nos pórticos. O aumento de capacidade resistente verificado deve-se essencialmente ao reforço do banzo traccionado.

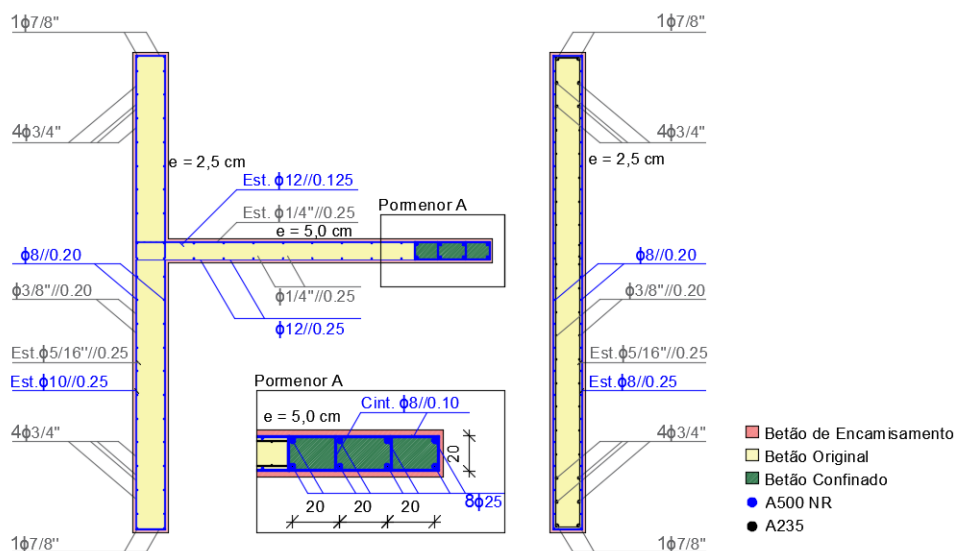


Figura 43 – Solução de reforço das paredes com o encamisamento em betão armado.

Relativamente aos momentos positivos, é possível observar o aumento significativo do momento resistente com a consideração da armadura de flexão no elemento de extremidade. Contudo, devido à menor ductilidade do aço A500NR, a capacidade de deformação da secção diminui significativamente. No entanto a secção apresenta ainda uma curvatura última significativa, condicionada pela rotura do aço. Considerando a diferença significativa de ductilidade entre as duas paredes, com a consequente disponibilidade em termos de capacidade de deformação verificada na parede sujeita a momentos positivos, optou-se pela solução do modelo B, que permite um aumento da resistência em cerca de 500%, sendo que as paredes continuam a apresentar uma curvatura última positiva superior. Relativamente aos momentos negativos, apesar do aumento de ductilidade no modelo C com o aumento da espessura do encamisamento, optou-se pela solução do modelo B com o objecto de minimizar os efeitos de torção no edifício.

Na Figura 43 é apresentada a solução final de reforço das paredes, com as armaduras longitudinais, transversais, indicando-se as respectivas percentagens de armadura na Tabela 37.

Tabela 37 – Armaduras das paredes para a solução de reforço

Parede	Piso	Dim. (m)	Armadura longitudinal	Armadura transversal	$\rho_{tot}(\%)$	$\rho_w(\%)$
W	Alma	0	$28\Phi 5/16'' + 8\Phi 3/4'' + 4\Phi 7/8'' + 40\Phi 8$	$\Phi 5/16''//0,25 + \Phi 8//0,25$	0,59	0,27
		1	$24\Phi 5/16'' + 12\Phi 3/8'' + 4\Phi 3/4'' + 32\Phi 8$	$\Phi 5/16''//0,25 + \Phi 8//0,25$	0,39	0,27
		2-8	$36\Phi 5/16'' + 4\Phi 5/8''$	$\Phi 5/16''//0,25$	0,21	0,13
T	Banzo	0	$28\Phi 5/16'' + 8\Phi 3/4'' + 4\Phi 7/8'' + 40\Phi 8$	$\Phi 5/16''//0,25 + \Phi 10//0,25$	0,56	0,35
		1	$24\Phi 5/16'' + 12\Phi 3/8'' + 4\Phi 3/4'' + 32\Phi 8$	$\Phi 5/16''//0,25 + \Phi 10//0,25$	0,39	0,35
		2-8	$36\Phi 5/16'' + 4\Phi 5/8''$	$\Phi 5/16''//0,25$	0,21	0,13
	Alma	0-1	$20\Phi 1/4'' + 10\Phi 12 + 8\Phi 25$	$\Phi 1/4''//0,25 + \Phi 12//0,125$	0,60	0,83
		2-8	$26\Phi 1/4''$	$\Phi 1/4''//0,25$	0,14	0,13

5.2.2 Modelação

Em termos de modelação, considerou-se o aumento das dimensões da secção de betão, com a adição das armaduras de reforço com a relação constitutiva relativa ao aço A500NR. Ao nível do elemento de extremidade, foi considerando a relação constitutiva do betão confinado e desprezado o betão de encamisamento (Figura 44), de forma a melhorar a convergência do modelo. Relativamente à modelação do comportamento não linear, manteve-se o mesmo nível de discretização definido em 3.7.2.

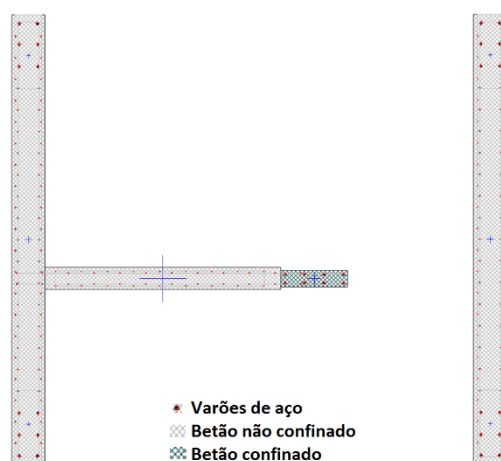


Figura 44 – Modelação solução do reforço das paredes estruturais.

5.3 Análise Modal

Da análise dos modos de vibração da estrutura reforçada (Tabela 38), é possível constatar o efeito da rigidificação na redução geral dos períodos. Em consequência do aumento da rigidez das paredes na direcção longitudinal, verificou-se que os modos de vibração de torção e de translação segundo X se misturam nos dois modos mais flexíveis da estrutura, facto que afecta significativamente análise os resultados da “pushover” para a distribuição modal de forças laterais.

Tabela 38 - Comparação dos modos de vibração da estrutura original com os da estrutura reforçada.

Modo	Período (s)	Estrutura Original				Modo	Período (s)	Estrutura Reforçada					
		M_{Xn}	M_{Yn}	M_{Zn}	R_z			M_{Xn}	M_{Yn}	M_{Zn}	R_z		
1	(r)	0,987	1,3%	0,0%	0,0%	66,1%	1	(r+X)	0,939	18,4%	0,0%	0,0%	49,9%
2	(Y)	0,921	0,0%	66,7%	0,0%	0,0%	2	(X+r)	0,872	53,8%	0,0%	0,0%	16,2%
3	(X)	0,900	71,9%	0,0%	0,0%	1,3%	3	(Y)	0,868	0,0%	65,3%	0,0%	0,0%
4	(X)	0,261	18,5%	0,0%	0,0%	0,0%	4	(X)	0,261	17,2%	0,0%	0,0%	1,3%
5	(r)	0,215	0,0%	0,0%	0,0%	20,1%	5	(r)	0,202	1,4%	0,0%	0,0%	19,2%
6	(Y)	0,188	0,0%	20,3%	0,2%	0,0%	6	(Y)	0,182	0,0%	20,7%	0,3%	0,0%
7	(Z)	0,157	0,0%	0,1%	40,0%	0,0%	7	(Z)	0,157	0,0%	0,2%	39,7%	0,0%

5.4 Análise “pushover”

Da análise estática não linear realizada ao modelo reforçado, obteve-se as curvas de capacidade apresentadas na Figura 45. Os valores dos deslocamento-alvos segundo o método N2 do EC8-1 [10] são apresentados na Tabela 39.

Tabela 39 - Avaliação do deslocamento-alvo do modelo original e reforçado.

Direcção	Carregamento	$d_u(m)$	Modelo Original				Modelo Reforçado				
			$d_t(m)$		$d_t(m)$		$d_t(m)$		$d_t(m)$		
			$T_r = 308$ anos	$T_r = 475$ anos	$T_r = 308$ anos	$T_r = 475$ anos	$T_r = 308$ anos	$T_r = 475$ anos			
X+ / X-	Uniforme	0,057	0,080	X	0,104	X	0,133	0,084	✓	0,108	✓
	Modal	0,078	0,095	X	0,123	X	0,184	0,108	✓	0,139	✓
Y+	Uniforme	0,136	0,105	✓	0,136	X	0,160	0,102	✓	0,131	✓
	Modal	0,202	0,137	✓	0,177	✓	0,178	0,126	✓	0,163	✓
Y-	Uniforme	0,127	0,091	✓	0,117	✓	0,149	0,092	✓	0,119	✓
	Modal	0,145	0,114	✓	0,147	X	0,156	0,114	✓	0,147	✓

✓ – Verifica a condição $d_u > d_t$; X – Não verifica a condição $d_u > d_t$

Nas curvas de capacidade da Figura 45 é possível observar a importância do efeito do confinamento do betão, considerado apenas nas zonas críticas identificadas, permitindo um incremento significativo da capacidade de deformação da estrutura. Inclusivamente, não foi possível reproduzir o comportamento após o valor máximo da força de corte basal, correspondente à formação do mecanismo plástico, verificando-se que as paredes não chegam a atingir a rotura dúctil por flexão. Contudo, devido ao desequilíbrio da relação resistência-ductilidade da estrutura original, que resultou num deslocamento último inferior ao deslocamento-alvo, verificou-se que, os deslocamentos-alvos para a estrutura reforçada, excedem significativamente os deslocamentos últimos verificados na estrutura original, para os quais foi realizada a análise dos pórticos em 4.6.3.2. Como tal, o estado dos pórticos para a solução de reforço apresentada sofrerá um agravamento relativamente à estrutura original.

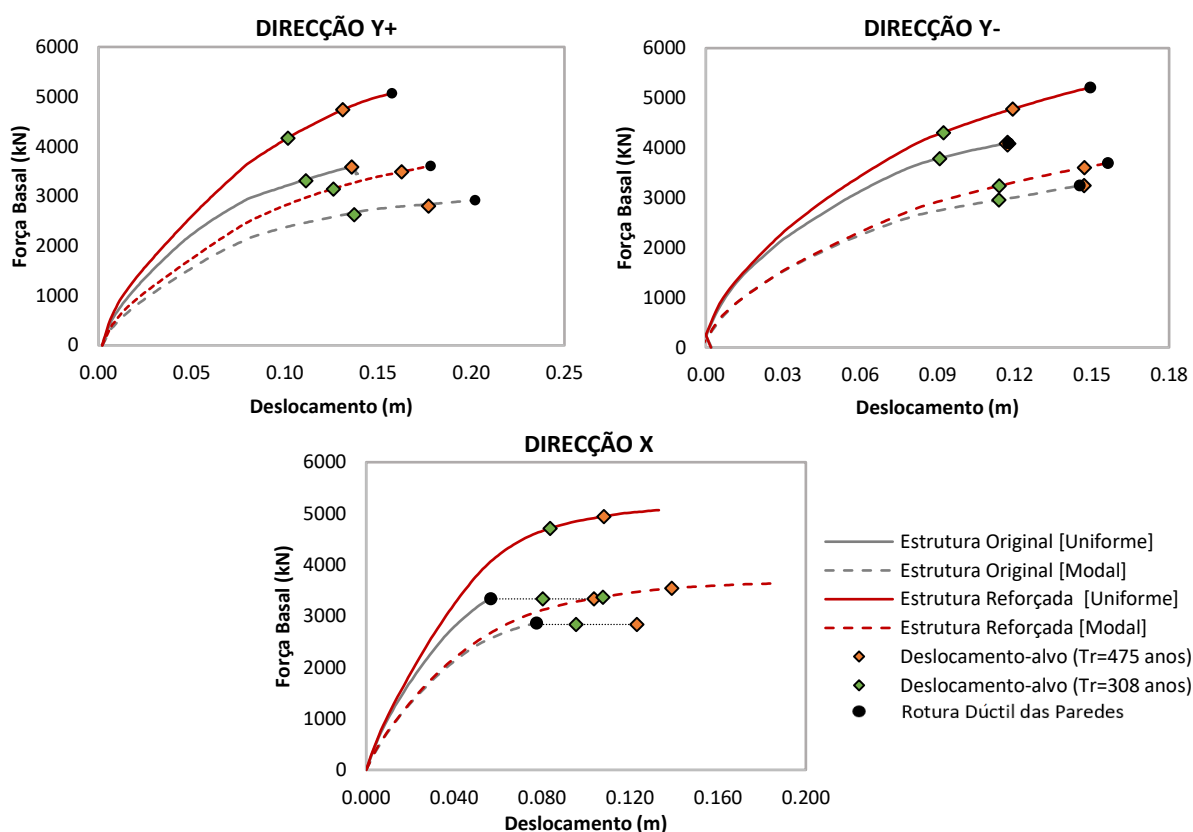


Figura 45 - Curvas de capacidade com indicação do deslocamento-alvo, segundo o método N2, para períodos de retorno da acção sísmica de 475 e 308 anos (modelo original e reforçado).

Este facto conduz a um agravamento significativo dos resultados apresentados para os pórticos para o deslocamento último condicionado pela rotura das paredes. Relativamente às curvas de capacidade

segundo a direcção transversal, verificou-se o objectivo de diminuir os deslocamentos-alvos para a direcção Y⁺, através essencialmente do aumento da rigidez. Segundo a direcção Y⁻, apesar de não se verificar a diminuição significativa do deslocamento-alvo, verificou-se um aumento da capacidade de deformação correspondente à formação do mecanismo plástico, o que indica uma maior capacidade de deformação da parede.

5.4.1 Extensão do Método N2

Da aplicação da extensão do método N2 à estrutura reforçada, verificou-se deformações do pórtico P3 significativamente superiores segundo a direcção X, relativamente à estrutura original. Este efeito deve-se à parcela significativa de torção no segundo modo de vibração da estrutura (Tabela 38), que tende a sobrestimar os deslocamentos do lado rígido da estrutura ($x = 4,875\text{ m}$) e subestimar do lado flexível ($x = -4,875\text{ m}$), como se pode observar na Figura 46.

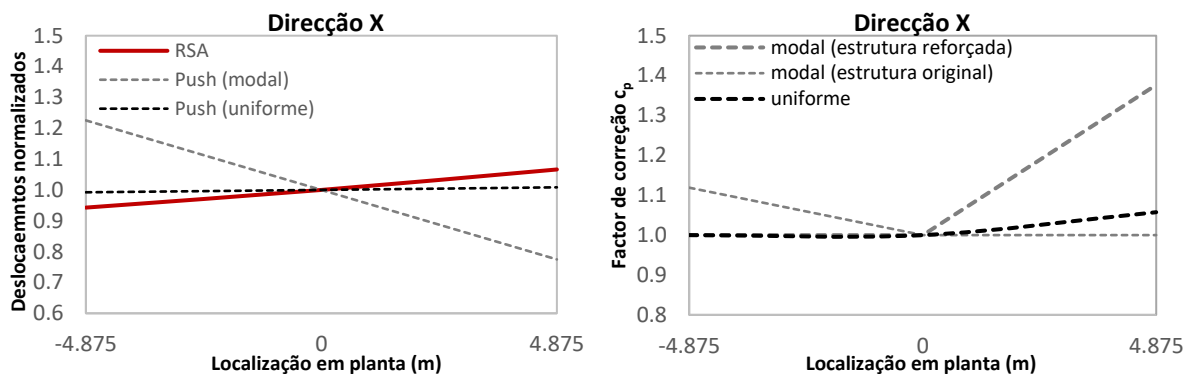


Figura 46 Determinação dos factores de correcção em planta

Por outro lado, na análise dinâmica modal por espectro de resposta, com a contribuição dos modos de vibração significativos, verificou-se que o efeito global dos modos de torção, tal como seria expectável, tendem a provocar um aumento da deformação do lado flexível relativamente ao lado rígido da estrutura. De forma a corrigir este comportamento, a extensão do método N2 em planta, considera um factor de correcção $c_p = 1,38$ a aplicar a todas as quantidades relevantes dos elementos do lado flexível da estrutura (Figura 46).

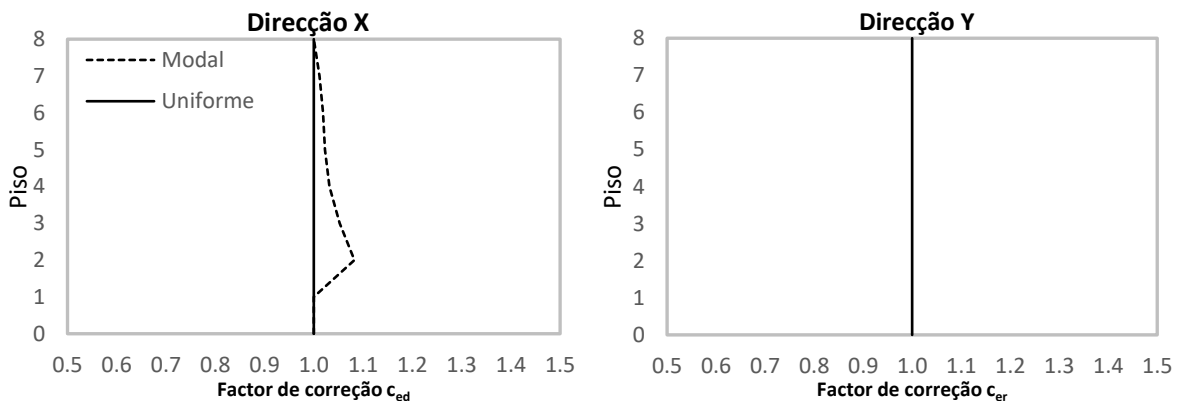


Figura 47 - Factores de correcção dos deslocamentos em elevação.

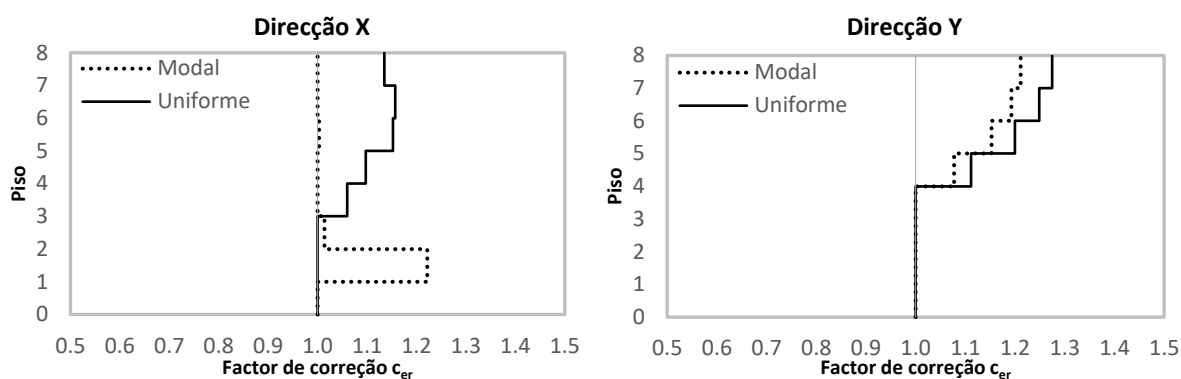


Figura 48 – Factores de correcção dos deslocamentos relativos entre pisos em elevação.

Relativamente à contribuição dos modos de vibração superiores em elevação, segundo a direcção Y constatou-se que o efeito é semelhante ao verificado para o modelo original, com um agravamento dos deslocamentos entre pisos nos pisos superiores. Contudo, segundo a direcção longitudinal para a distribuição modal, a extensão do método N2 conduz a um agravamento dos deslocamentos (Figura 47) e dos deslocamentos relativos entre pisos (Figura 48), que pode ser justificada com a descontinuidade brusca em termos de rigidez, provocada pelo reforço das paredes em “T” ao nível dos dois primeiros pisos.

5.4.2 Análise de Resultados

De acordo com o EC8-3 [5], para a análise de resultados considerando um reforço com encamisamento de betão armado podem ser consideradas as seguintes simplificações:

- Betão de encamisamento comporta-se monoliticamente com o betão antigo;
- O esforço axial actua em toda a secção, incluindo o encamisamento;
- Propriedades do betão assumidas iguais às do betão de encamisamento

Considerando as simplificações acima mencionadas, os valores de V_R^* , M_y^* , θ_y^* , θ_u^* devem ser corrigidos através das seguintes expressões:

$$V_R^* = 0,9V_R \quad [5.1]$$

$$M_y^* = M_y \quad [5.2]$$

$$\theta_y^* = 1,05\theta_y \quad [1.3]$$

$$\theta_u^* = \theta_u \quad [5.4]$$

Em que: V_R^* é o esforço transversal resistente da secção reforçada; M_y^* é o momento de cedência da secção reforçada; θ_y^* é a rotação da corda na cedência do elemento reforçado e θ_u^* é a rotação da corda última do elemento reforçado.

5.4.2.1 Deslocamentos entre pisos

Na análise dos deslocamentos entre pisos máximos da Figura 49 segundo a extensão do método N2, na direcção Y (correspondente ao alinhamento A), é possível observar apesar da diminuição do deslocamento-alvo, verifica-se um aumento do deslocamento entre pisos na solução reforçada ao nível dos pisos superiores, atingindo um máximo de 1,10%h_s, compensada com uma diminuição significativa

nos pisos reforçados. Este efeito é provocado pela descontinuidade provocada com o reforço das paredes nos dois primeiros pisos.

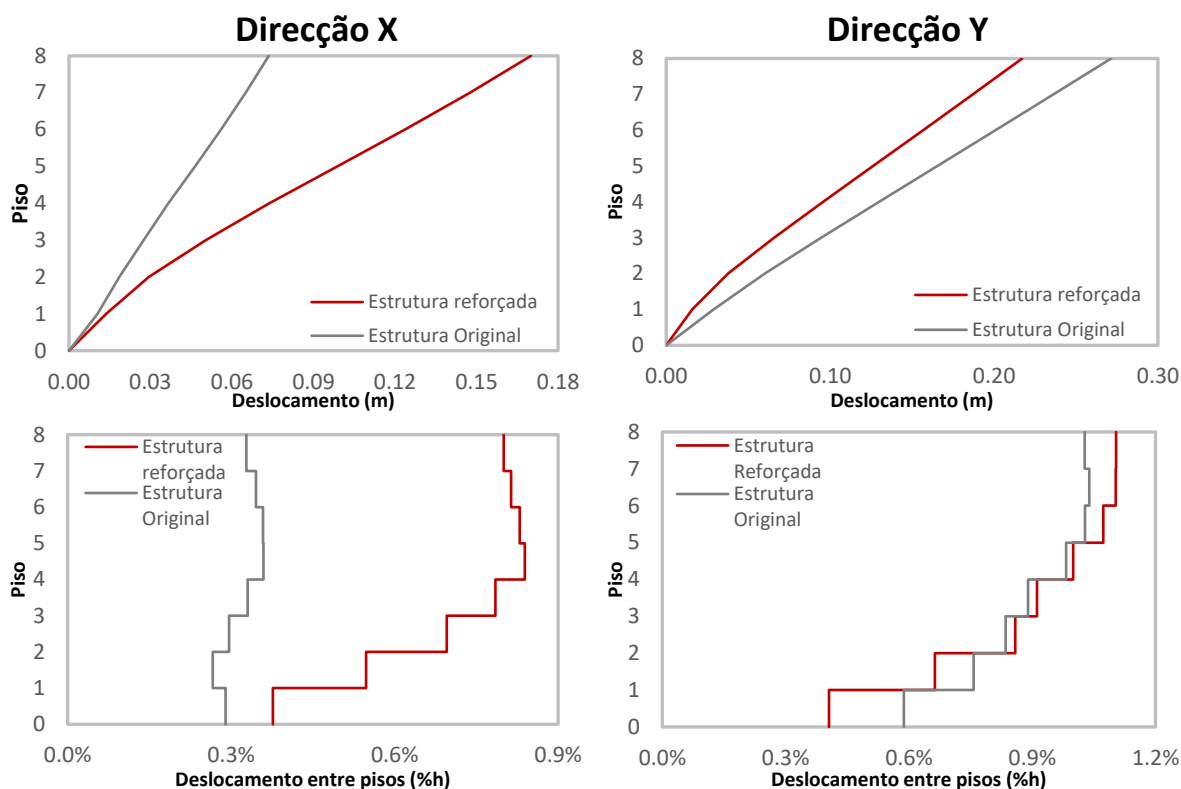


Figura 49 – Deslocamentos totais e deslocamento entre pisos máximos, para os deslocamentos-alvos (estrutura reforçada e estrutura original).

Segundo a direcção X, apesar de não ser possível comparar os resultados em termos absolutos com os valores verificados no modelo original, uma vez que são determinados para deslocamento no nó de controlo bastante superiores, é possível observar o efeito do reforço ao nível dos dois primeiros pisos, com uma redução significativa dos deslocamentos entre pisos relativamente aos pisos não reforçados.

5.4.2.2 Pórticos

Na análise do modelo original da estrutura foi possível concluir que o deslocamento máximo do edifício era condicionado por uma rotura prematura das paredes estruturais, não permitindo atingir o deslocamento-alvo de acordo com o EC8-1 [10]. Com o aumento da capacidade de deformação das paredes na solução reforçada, apesar do aumento de rigidez da estrutura, os deslocamentos-alvos segundo a direcção X aumentaram substancialmente relativamente ao deslocamento último da estrutura original. Como tal, os pórticos serão verificados para um deslocamento no centro de massa do piso da cobertura superior ao deslocamento para o qual foram analisados em 4.6.3.2. Este facto conduziu a um agravamento dos estados dos pilares dos pórticos (Tabela 40). Contudo, devido à reduzida rigidez dos pórticos, apesar do aumento significativo do deslocamento, foi possível verificar o estado limite de DS em termos de colapso dúctil em praticamente todos os pilares, para a acção sísmica não reduzida. No caso do pórtico P3 o agravamento é mais significativo devido aos efeitos da torção, constatando-se que alguns dos pilares apenas verificam o EL de DS para a acção sísmica reduzida. Como tal, a solução de reforço idealizada dispensa uma intervenção ao nível do comportamento em flexão dos pilares dos pórticos.

Tabela 40 - Estado limite (flexão) dos pilares dos pórticos para a combinação mais desfavorável (estrutura original e estrutura reforçada).

Alinhamento	Piso	Modelo Original $T_R = 475$ anos						Modelo Reforçado $T_R = 475$ anos						$T_R = 308$ anos	
		Pórtico P1		Pórtico P2		Pórtico P3		Pórtico P1		Pórtico P2		Pórtico P3		Pórtico P3	
		$\theta/\theta_{u,s}$	EL	$\theta/\theta_{u,s}$	EL	$\theta/\theta_{u,s}$	EL	$\theta/\theta_{u,s}$	EL	$\theta/\theta_{u,s}$	EL	$\theta/\theta_{u,s}$	EL	$\theta/\theta_{u,s}$	EL
A	0	10%	DL	6%	DL	15%	DL	4%	DL	5%	DL	11%	DL	10%	DL
	1	19%	SD	14%	DL	19%	DL	20%	SD	11%	DL	24%	DL	18%	DL
	2	25%	SD	19%	SD	34%	DL	31%	SD	22%	DL	45%	DL	38%	DL
	3	42%	SD	43%	SD	42%	SD	33%	SD	31%	SD	42%	SD	44%	SD
	4	50%	SD	67%	SD	52%	SD	39%	SD	42%	SD	69%	SD	53%	SD
	5	38%	SD	61%	SD	49%	SD	40%	SD	40%	SD	80%	NC	52%	SD
	6	35%	SD	58%	SD	41%	SD	41%	SD	60%	SD	75%	NC	48%	SD
7	34%	SD	44%	SD	31%	SD	48%	SD	54%	SD	68%	SD	38%	SD	
B	0	10%	DL	8%	DL	19%	DL	8%	DL	6%	DL	17%	DL	15%	DL
	1	13%	SD	11%	DL	20%	DL	15%	SD	11%	DL	30%	DL	19%	DL
	2	19%	SD	18%	DL	33%	DL	22%	SD	15%	DL	39%	DL	35%	DL
	3	23%	SD	22%	SD	34%	SD	21%	SD	47%	SD	74%	SD	43%	SD
	4	34%	SD	24%	SD	39%	SD	35%	SD	49%	SD	86%	NC	51%	SD
	5	34%	SD	24%	SD	37%	SD	42%	SD	52%	SD	83%	NC	52%	SD
	6	29%	SD	23%	SD	33%	SD	43%	SD	53%	SD	81%	NC	46%	SD
7	26%	SD	21%	SD	24%	SD	43%	SD	51%	SD	69%	SD	33%	SD	
C	0	12%	DL	9%	DL	11%	DL	10%	DL	8%	DL	10%	DL	11%	DL
	1	22%	DL	13%	DL	19%	DL	20%	DL	14%	DL	31%	DL	20%	DL
	2	31%	SD	23%	DL	32%	SD	31%	SD	24%	DL	42%	SD	35%	SD
	3	37%	SD	30%	SD	37%	SD	33%	SD	30%	SD	75%	NC	49%	SD
	4	41%	SD	42%	SD	42%	SD	36%	SD	39%	SD	83%	NC	63%	SD
	5	47%	SD	33%	SD	40%	SD	42%	SD	39%	SD	81%	NC	63%	SD
	6	36%	SD	27%	SD	32%	SD	38%	SD	58%	SD	76%	NC	51%	SD
7	35%	SD	32%	SD	26%	SD	28%	SD	53%	SD	67%	SD	36%	SD	
$\frac{\sum \theta/\theta_{u,s}}{n}$		29%		28%		32%		30%		34%		57%		39%	

Relativamente à verificação ao esforço transversal de acordo com o EC8-3, à semelhança da análise da estrutura original (Tabela 32), com o agravamento generalizado do estado dos pilares devido para um deslocamento do nó de controlo superior, a conclusão seria a necessidade de intervir em praticamente todos os pilares dos pórticos, com a aplicação de mantas de FRP, de forma a garantir um colapso dúctil dos elementos. Mesmo considerando o esforço transversal resistente de acordo com a expressão do ATC-40 [8], é possível observar na Tabela 41 o agravamento do estado dos pilares em termos de rotura frágil por esforço transversal. Este agravamento, é pouco significativo ao nível dos pisos superiores, onde ocorre a plastificação das secções dos pilares (ver Figura 40), condicionada por um reduzido momento resistente, que limita o esforço transversal da secção. Como tal, as diferenças verificadas nestes pisos, devem-se essencialmente à variação dos coeficientes de correcção da extensão do método N2. As diferenças substanciais em termos de esforço transversal nos pilares, entre o modelo original e reforçado, ocorrem ao nível dos pisos inferiores, nomeadamente nos pilares que não atingem a cedência, verificando-se com o aumento da deformação um aumento correspondente o momento flector e por equilíbrio do esforço transversal do pilar. Avaliando o estado dos pilares para o modelo reforçado de acordo com o ATC-40, verifica-se um risco elevado de uma rotura frágil dos pilares entre o primeiro e o terceiro piso, nomeadamente no pórtico P2, para um momento actuante inferior ao momento resistente da secção. Acima do terceiro piso, foi possível concluir, à semelhança da conclusão do modelo original, que com a redução do momento resistente, derivado da redução da secção e do esforço axial actuante, o modo de rotura condicionante seria o modo dúctil por flexão.

Tabela 41- Estado limite (esforço transverso) dos pilares dos pórticos para a combinação mais desfavorável (estrutura original e estrutura reforçada, de acordo com o ACT-40 [8]).

Alinhamento	Piso	Modelo Original						Modelo Reforçado					
		Pórtico P1		Pórtico P2		Pórtico P3		Pórtico P1		Pórtico P2		Pórtico P3	
		V_2/V_n	EL	V_2/V_n	EL	V_2/V_n	EL	V_2/V_n	EL	V_2/V_n	EL	V_2/V_n	EL
A	0	34%	DL	44%	DL	36%	DL	31%	DL	29%	DL	26%	DL
	1	90%	DL	131%	X	70%	DL	94%	DL	119%	X	98%	DL
	2	84%	DL	157%	X	69%	DL	92%	DL	142%	X	78%	DL
	3	107%	X	129%	X	87%	DL	97%	DL	119%	X	91%	DL
	4	83%	DL	89%	DL	68%	DL	77%	DL	81%	DL	70%	DL
	5	88%	DL	95%	DL	73%	DL	79%	DL	93%	DL	77%	DL
	6	84%	DL	91%	DL	68%	DL	84%	DL	91%	DL	72%	DL
	7	65%	DL	74%	DL	51%	DL	65%	DL	70%	DL	52%	DL
B	0	25%	DL	65%	DL	41%	DL	19%	DL	51%	DL	36%	DL
	1	57%	DL	176%	X	77%	DL	61%	DL	188%	X	120%	X
	2	77%	DL	179%	X	102%	X	76%	DL	146%	X	108%	X
	3	91%	DL	154%	X	104%	X	75%	DL	124%	X	119%	X
	4	83%	DL	79%	DL	78%	DL	68%	DL	65%	DL	92%	DL
	5	84%	DL	80%	DL	80%	DL	67%	DL	63%	DL	90%	DL
	6	76%	DL	76%	DL	75%	DL	62%	DL	60%	DL	93%	DL
	7	60%	DL	46%	DL	61%	DL	47%	DL	36%	DL	59%	DL
C	0	31%	DL	39%	DL	27%	DL	24%	DL	34%	DL	25%	DL
	1	76%	DL	101%	X	64%	DL	74%	DL	111%	X	105%	X
	2	72%	DL	112%	X	64%	DL	70%	DL	119%	X	80%	DL
	3	80%	DL	116%	X	73%	DL	79%	DL	115%	X	93%	DL
	4	61%	DL	76%	DL	54%	DL	60%	DL	72%	DL	70%	DL
	5	73%	DL	86%	DL	60%	DL	66%	DL	84%	DL	76%	DL
	6	70%	DL	92%	DL	56%	DL	63%	DL	89%	DL	70%	DL
	7	59%	DL	59%	DL	46%	DL	46%	DL	53%	DL	48%	DL

X – Rotura Frágil

5.4.2.3 Reforço com mantas de polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP)

Na linha da solução de reforço idealizada nesta dissertação, de reforçar as paredes estruturais de forma a que retirar preponderância dos pórticos resistentes no sistema estrutural resistente às acções horizontais, e verificada uma capacidade adequada de ductilidade em curvatura dos pilares idealizou-se uma solução de reforço ao esforço transverso dos pilares através de faixas de mantas de FRP com fibras de carbono, aplicadas segundo a direcção transversal do elemento ($\beta = 90^\circ$) com um afastamento entre mantas de s_f determinado com base na exigência ao nível dos esforços actuantes. Para este tipo de solução, é importante realçar a necessidade de um elevado controlo de qualidade, e cuidado relativos ao mau comportamento ao fogo e à fadiga, o que pode encarecer a solução ao nível dos custos directos. Por outro lado, devido à rapidez e facilidade de execução, e dada a necessidade intervir num número significativo de elementos, nomeadamente considerando os requisitos do EC8-3, esta solução pode conduzir a uma diminuição significativa dos custos indirectos, nomeadamente os custos associados à interrupção da ocupação. É ainda importante referir que este tipo de solução é muito pouco eficiente em termos de confinamento do betão, sendo que a sua influencia ao nível do comportamento em flexão desprezável.

Neste trabalho, o acréscimo de resistência $V_{Rd,f}$ com a aplicação de mantas de FRP, foi determinada de acordo com o EC8-3, através da seguinte expressão.

$$V_{Rd,f} = 0,9d f_{fd,e} 2t_f \left(\frac{w_f}{s_f} \right)^2 (\cot\theta_c + \cot\beta) \sin\beta \quad [5.5]$$

Em que: d é a altura útil da secção; $f_{fdd,e}$ é a tensão resistente de descolamento; t_f é a espessura das mantas; w_f é a largura das mantas; s_f é o afastamento das mantas; β é o ângulo entre o eixo das mantas e o eixo dos elementos e θ_c é a inclinação do campo de compressões nas almas.

A consideração das fibras de carbono deveu-se ao módulo de elasticidade superior comparativamente com as fibras vidro, que influencia a tensão resistentes de descolamento $f_{fdd,e}$. Considerou-se no dimensionamento mantas uma largura $w_f = 0,10$ m e espessura $t_f = 0,15$ mm, sendo o afastamento das mantas s_f determinados em função dos valores de esforço transversal obtidos na análise. Na Tabela 42, é apresentado um resumo do cálculo da solução de reforço ao esforço transversal com faixas de mantas de FRP, para o pilar crítico, de acordo com os requisitos do EC8-3 e do ATC-40.

Tabela 42 – Resumo do cálculo do reforço do pilar crítico com faixas de mantas de CFRP.

Norma	Pórtico	Pilar	ρ_w	$N(kN)$	$V_2(kN)$	$s_f(m)$	$V_R(kN)$	$V_n(kN)$	$V_{Rd,f}(kN)$	$V_{Rd}(kN)$
EC8-3	P2	B1	0,0013	140,9	218,3	0,40	47,8	-	203,1	250,9
ATC-40	P2	B1	0,0013	140,9	218,3	0,60	-	126,7	91,3	218,0

5.4.2.4 Paredes

Da análise “pushover” ao modelo reforçado segundo a direcção X, verificou-se a parede de secção em “T” sujeita aos momentos positivos passa a ser condicionante em consequência do aumento de resistência e diminuição da curvatura última da secção. No sentido contrário, verificou-se um aumento significativo da capacidade de rotação total (eq.4.3) das paredes sujeita a momento negativos, com a consideração do confinamento do betão. Contudo, para o deslocamento-alvo determinado, as paredes T1 e T2 verificam o estado limite SD, para a acção sísmica não reduzida. Na Tabela 43 são apresentadas as verificações efectuadas, segundo o EC8-3 [5], para a combinação mais desfavorável de acções.

Tabela 43 - Estado das paredes reforçadas na direcção longitudinal, para a combinação mais desfavorável.

Parede	c_F	N [kN]	M_2 [kNm]	θ_2 [rad]	$\theta_{2,DL}$ [rad]	$\theta_{2,SD}$ [rad]	$\theta_{2,NC}$ [rad]	Estado Limite
T1	1,04	-2746	7130	0,0053	0,0021	0,0070	0,0093	SD
T2	1,04	-2992	-14663	-0,0046	-0,0019	-0,0105	-0,0141	SD

Relativamente à resposta do modelo reforçado segundo a direcção transversal, foi possível verificar o estado limite SD, para a acção sísmica não reduzida. Na Tabela 44 são apresentadas as verificações efectuadas para as paredes, segundo o EC8-3 [5], para a combinação mais desfavorável de acções, sendo possível observar o aumento da capacidade resistente das paredes em “T”, com a contribuição da alma reforçada relativamente às paredes rectangulares. Por outro lado, é possível observar o efeito significativo da torção, não apenas da aplicação do coeficiente de correcção c_F , mas também da combinação das componentes sísmicas da análise “pushover”, verificando-se deformações superiores no núcleo das escadas correspondente às paredes T1 e W1 relativamente às deformações nas paredes T2 e W2, devido à torção significativa captada na análise segundo a direcção X. É importante realçar que, apesar do comportamento em flexão desviada composta ser considerado no modelo de fibras, quando combinadas as componentes horizontais da acção sísmica e os factores de correcção de acordo com a extensão do método N2, os esforços actuantes na parede W1 e T1 excedem os valores

resistentes correspondentes, o que segundo o EC8-1 [10] não deve acontecer. Contudo, relativamente aos critérios de verificação das análises estáticas não lineares em termos de capacidade de rotação dos elementos, é razoável assumir que são independentes em cada direcção, sendo que esta sobreavaliação dos esforços tem impactos apenas ao nível da verificação dos mecanismos frágeis. Segundo [33], os esforços finais podem ser estimados com base nas deformações verificadas, tendo em consideração as relações momentos-curvaturas na direcção de flexão relevante. No entanto, no dimensionamento da armadura transversal, de forma conservativa ao nível da avaliação da rotura frágil das paredes, considerou-se o valor de esforço transversal sobreavaliado verificado na combinação de componentes horizontais da acção sísmica.

Tabela 44 - Estado das paredes reforçadas na direcção transversal, para a combinação mais desfavorável.

Parede	c_F	N [KN]	M_3 [KNm]	$M_{Rd,3}$ [KNm]	θ_3 [rad]	$\theta_{3,DL}$ [rad]	$\theta_{3,SD}$ [rad]	$\theta_{3,NC}$ [rad]	Estado Limite
T1	1,25	-2775	13901	11856	0,0064	0,0025	0,0107	0,0143	SD
W1	1,15	-2762	10353	9125	0,0085	0,0031	0,0122	0,0163	SD
W2	1,15	-2879	7061	9300	0,0063	0,0028	0,0117	0,0154	SD
T2	1,25	-2837	9789	11915	0,0044	0,0023	0,0103	0,0136	SD

Relativamente ao esforço transversal nas paredes, as armaduras transversais foram dimensionadas segundo os requisitos do EC8-3 [5], com base nos resultados da análise, de forma a garantir um modo de rotura dúctil em flexão. Dos resultados apresentados na Tabela 45, é possível observar que a alma das paredes é “T” é significativamente mais esforçada, para momentos negativos significativos com a mobilização das armaduras do banzo.

Tabela 45 – Dimensionamento da armadura de esforço transversal.

Parede	Dim. (m)	Armadura transversal	$\rho_w(\%)$	c_F	N [KN]	V_{Ed} [KN]	V_n [KN]	V_R [KN]	$V_{Rd,max}$ [KN]	Estado Limite
W Alma	0,30 x 4,05	$\Phi 5/16''//0.25 + \Phi 8//0.25$	0,27	1,15	-2476	1103	2510	1342	3397	DL
T Banzo	0,30 x 4,05	$\Phi 5/16''//0.25 + \Phi 10//0.25$	0,35	1,25	-2325	1645	3214	1678	3397	DL
Alma	0,25 x 3,05	$\Phi 1/4''//0.25 + \Phi 12//0.125$	0,83	1,05	-2992	2524 2098*	6885	2539	2301	X DL

$$* V_{Ed}^* = V_{Ed}(M_{Ed}/M_{Rd})$$

É possível ainda observar a diferença significativa na avaliação do esforço transversal resistente, segundo a formula prescrita pelo ATC-40 [8], com valores na ordem dos 50% da resistência calculada pelo EC8-3 [5]. Verificou-se ainda que, apesar do aumento da espessura da alma, com o aumento significativo da armadura transversal o esforço resistente passa a ser condicionado pelas compressões máximas no betão, pelo que apenas foi possível verificar a segurança corrigindo o valor do esforço transversal actuante. É ainda importante realçar que, para as paredes em “T” sujeitas a momentos segundo o eixo 2 (flexão na direcção longitudinal do edifício), as armaduras de esforço transversal nos banzos, calculadas para o esforço transversal máximo na direcção perpendicular, funcionam como armadura de ligação banzo-alma melhorando a capacidade de transmissão das tracções que se geram nas armaduras do banzo até à alma da secção.

Capítulo 6 - Considerações finais

Nesta dissertação, foi estudado um edifício antigo de betão armado de oito andares destinado a habitação, localizado na Av. Do Brasil em Lisboa (Portugal). Com uma estrutura mista pórtico-parede, o edifício é considerado como um representativo dos edifícios concebidos entre 1960 e 1980. Estes edifícios, construídos de acordo com os regulamentos da época, foram dimensionados à acção sísmica recorrendo-se a um procedimento inadequado, de acordo com os conhecimentos actuais, e, conseqüentemente, representam uma fonte identificada de risco.

Da análise conceptual do edifício apresentada no Capítulo 2 foram identificadas as principais deficiências estruturais e de dimensionamento. Dentro destas destacam-se os seguintes aspectos que se vieram a confirmar como condicionantes na análise da estrutura: (i) a descontinuidade em altura provocada por reduções generalizadas das secções dos pilares ao nível dos pisos; (ii) a articulação dos pilares na base, (iii) uma inadequada pormenorização das paredes estruturais, nomeadamente ao nível do confinamento dos elementos de extremidade; (iv) uma pormenorização insuficiente das armaduras transversais dos elementos.

Ao nível da modelação, com a adopção de um modelo mais rigoroso de plasticidade distribuída ao nível das paredes estruturais, foi possível concluir que um modelo de plasticidade concentrada com a aplicação de rotulas plásticas pré-definidas, desenvolvidos para o modelo base em [4], não conduz a bons resultados, nomeadamente no caso das paredes das paredes com secção em “T” estudadas em pormenor nesta dissertação, uma vez que o comprimento da rótula plástica não depende apenas das dimensões e pormenorização das armaduras, mas também dos esforços, da direcção e sentido da acção sísmica.

Na fase de calibração do modelo foi ainda analisado a influência das paredes de enchimento, que introduzem uma descontinuidade ao nível do piso térreo, podendo resultar num mecanismo de colapso local no piso vazado. Contudo, com a contribuição da rigidez das paredes estruturais e pelo facto de os pilares serem articulados na base, apesar do aumento dos efeitos de segunda ordem, foi possível concluir que a questão do colapso local da esturra devido à plastificação dos elementos no piso térreo não será condicionante.

As análises estáticas não lineares realizadas ao edifício, apresentadas no capítulo 4, permitiram identificar as principais deficiências da estrutura, que comprometem o seu desempenho sísmico. Em termos de comportamento em flexão, foi possível concluir que as paredes de betão armado são os componentes críticos do sistema estrutural resistente às acções horizontais em ambas as direcções do edifício. A inadequada pormenorização, nomeadamente ao nível da cintagem do betão nas extremidades das paredes, justifica em grande medida os reduzidos coeficientes de ductilidade μ verificados na análise, uma vez que a estrutura atinge o deslocamento último com a rotura das paredes por compressão do betão não confinado, resultando numa reduzida capacidade de rotação. Devido ao efeito acima mencionado, a estrutura apresenta, segundo a direcção longitudinal, uma relação rigidez-ductilidade bastante desequilibrada, não chegando a atingir o deslocamento-alvo para a acção sísmica

considerada. Este facto deve-se a uma rotura praticamente frágil em flexão, da parede em “T”, com a rotura por compressão do betão da alma de reduzidas dimensões.

Por outro lado, apesar de dimensionados para absorver o efeito da acção sísmica na direcção longitudinal, a concepção inadequada dos pórticos em termos de resistência lateral, ductilidade e controlo do modo de rotura, tornam os pórticos de betão armado muito ineficientes, em termos de resistência às acções horizontais. Verificou-se nomeadamente, com o desequilíbrio entre momentos resistentes nos nós vigas-pilares a tendência para a formação de rótulas plásticas nos pilares dos pisos superiores dos pórticos, reduzindo significativamente a sua rigidez, que o sistema resistente exclusivamente fica dependente das paredes estruturais, que evitam a rotura local dos pisos. Outro aspecto relevante relativamente aos pórticos, é o facto de estes serem articulados na base, o que reduz significativamente a sua rigidez.

Da análise dos mecanismos frágeis da estrutura, foi possível concluir que devido à inadequada pormenorização da armadura transversal, a estrutura sofreria um colapso frágil por rotura das paredes estruturais ao esforço transversal, sem que desenvolva toda a sua capacidade de deformação em flexão. Relativamente à análise do colapso frágil dos pilares, foi ainda analisado um cálculo alternativo ao EC8-3 [5] para a definição do esforço transversal resistente, recorrendo-se à norma americana ATC-40 [8]. Constatou-se que o EC8-3 [5] é significativamente mais exigente ao nível da verificação ao esforço transversal dos elementos para acções cíclicas com a conclusão de que praticamente todos os elementos eram condicionados por um modo de rotura frágil prematuro. Por outro lado, considerando o ATC-40 concluiu-se que apenas os pilares entre o primeiro e o terceiro piso apresentam um modo de rotura frágil, nomeadamente no pórtico central onde a armadura longitudinal é superior.

Em termos do comportamento em flexão dos elementos, a solução de reforço proposta no Capítulo 5 com base nos resultados e conclusões da análise estática não linear, focou-se no melhoramento da capacidade de deformação das paredes estruturais, nomeadamente nas paredes em “T”. Assim, a solução de reforço consistiu num encamisamento das paredes estruturais, nos dois primeiros pisos, de forma a corrigir a resistência ao esforço transversal através da adição de armaduras transversais e com a demolição e reconstrução do elemento de extremidade confinado da alma das paredes. Estes elementos de extremidade foram identificados como as zonas críticas da estrutura, e a solução de reforço proposta provou ser bastante eficiente, permitindo verificar a segurança da estrutura com alguma margem de segurança. Este facto demonstra as vantagens de análises não lineares no âmbito de análise e reforço de estruturas existentes; neste caso de estudo permitiram claramente identificar de uma forma bastante localizada as deficiências críticas da estrutura, possibilitando, com uma intervenção relativamente localizada, melhorar significativamente o desempenho sísmico da estrutura. É importante ainda realçar que, ao nível da verificação da segurança ao esforço transversal das paredes numa solução de reforço, a espessura da alma das paredes deve ser cuidadosamente avaliada, de forma a controlar as compressões máximas no betão, nomeadamente nas paredes com secção em “T” que apresentam um esforço transversal significativo devido ao elevado momento resistente que mobilizam.

Relativamente aos pórticos, com o reforço das paredes estruturais, a reduzida contribuição dos pórticos no sistema estrutural segundo a direcção longitudinal diminuía ainda mais. Como tal, tratando-se de elementos fundamentais no sistema resistente às acções verticais, foi necessário avaliar se a sua capacidade de deformação, verificando-se níveis de ductilidade em flexão suficientes para as deformações impostas pelas paredes.

Relativamente à análise do colapso frágil dos pilares, verificou-se as diferenças ao nível das exigências do EC8-3 [5] comparativamente à norma ATC-40 [8]. Em relação ao dimensionamento da solução de reforço, o impacto de adoptar os valores da resistência ao esforço transversal do EC8-3 [5] na verificação da segurança resultaria na necessidade de reforçar praticamente todos os pilares (126 pilares), mais do dobro (54 pilares), do que seria necessário com a adopção da norma americana ATC-40 [8], que apenas exigia a intervenção entre o primeiro e o terceiro piso. Esta disparidade de resultados, com impactos significativos na solução de reforço merece estudos mais aprofundados no futuro.

Com o objectivo de completar a análise sísmica e validar a solução de reforço proposta, sugerem-se os seguintes desenvolvimentos futuros:

- (i) Recolha de informação, nomeadamente inspecções *in situ*, de forma a aferir as reais propriedades dos materiais e identificar possíveis deficiências em elementos estruturais.
- (ii) Metodologia de análise mais rigorosa, baseada em análises dinâmicas não lineares.
- (iii) Avaliar o comportamento das paredes com secção em “T” considerando uma redução devido a uma pormenorização inadequada da ligação entre os troços perpendiculares. Propõe-se um modelo com dois elementos barra perpendiculares, ligados por um elemento rótula que simule essa redução.
- (iv) Avaliação da capacidade das fundações de transmitir ao solo as tensões resultantes dos esforços verificados na análise.
- (v) Avaliação do efeito do mecanismo de escorregamento aço-betão no modelo numérico, nomeadamente ao nível da fundação das paredes estruturais.
- (vi) Avaliação do estado dos nós viga-pilar.

Referências

- [1] Ministério das Obras Públicas (1958) "*Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos* "
- [2] J. Saraiva & J. Appleton (2006) "*Avaliação Da Capacidade Sísmica De Edifícios De Betão Armado De Acordo Com O Eurocódigo 8 – Parte 3*"
- [3] Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes (1983) "*Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçaco* "
- [4] D. Santos (2016) "*Seismic Assessment and Retrofitting of an old Reinforced Concrete Building in the city of Lisbon Civil Engineering*"
- [5] EC8 Parte 3 (2004) "*EN 1998-3 - Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*"
- [6] C. Caruso et al. (2017) "*Seismic Performance Assessment of Old Frame-Wall Buildings in Lisbon*"
- [7] P. Lamego (2014) "*Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco.*"
- [8] ATC (1996) "*ACT-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, volumes 1 and 2*"
- [9] Montepio-Geral (1960) "*Memória descritiva do Porjecto de Edifício sito na Avenida do Brasil, Lote 6, Bloco A e B. Lisboa, Portugal* "
- [10] EC8 Parte 1 (2010) "*NP EN 1998-1 - Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*"
- [11] Ministério das Obras Publicas (1967) "*Regulamento de Estruturas de Betão Armado*"
- [12] EC2 Parte 1 (2010) "*NP EN 1992-1-1 - Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*"
- [13] Montepio-Geral (1960) "*Peças Desenhadas*"
- [14] J. B. Mander et al. (1988) "*Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*"
- [15] H. Varum (1995) "*Modelo Numérico Para Analise Sísmica De Porticos Planos De Betão Armado*"
- [16] R. Park & T. Paulay (1975) "*Reinforced concrete structures*"
- [17] A. 7-0.5 (2006) "*Minimum design loads for buildings and other structures*"
- [18] R. J. Mainstone (1971) "*On the stiffnesses and strengths of infilled frames*"
- [19] M. Fardis (2009) "*Seismic design, assessment and Retrofitting of concrete Buildings*"
- [20] NP834 (1971) "*Tijolo de barro vermelho para alvenarias*"

- [21] M. Dolšek & P. Fajfar (2008) "*The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame - a deterministic assessment*"
- [22] M. Marques *et al.* (2008) "*Pushover Analysis of Rc Buildings With Different Nonlinear Models*"
- [23] G. G. Deierlein *et al.* (2010) "*Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers*"
- [24] K. Beyer *et al.* (2014) "*Seismic shear distribution among interconnected cantilever walls of different lengths*"
- [25] T. Paulay & M. J. N. Priestly (1992) "*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*"
- [26] H. Varum (2003) "*Seismic Assessment, Strengthening and Repair of Existing Buildings*"
- [27] C. Fernandes *et al.* (2010) "*Comportamento cíclico de nós viga-pilar com armadura lisa*"
- [28] A. Belejo *et al.* (2008) "*Comparison of different computer programs to predict the seismic performance of SPEAR building by means of the SPEAR building Pushover by means Analysis of Pushover Analysis*"
- [29] R. Bento *et al.* (2004) "*Avaliação Sísmica de Estruturas de Edifícios Com Base em Análises Estáticas Não Lineares*"
- [30] P. Fajfar & M. Fischinger (1988) "*N2 - A Method for Non-Linear Seismic Analysis of Regular Buildings*"
- [31] FEMA (1997) "*NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*"
- [32] P. Fajfar *et al.* (2005) "*Torsional Effects in the Pushover-Based Seismic Analysis of Buildings*"
- [33] M. Kreslin & P. Fajfar (2012) "*The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation*"
- [34] M. Kreslin & P. Fajfar (2011) "*The extended N2 method taking into account highermode effects in elevation*"
- [35] H. Varum *et al.* (2005) "*Reforço Sísmico do Património Edificado em Betão Armado*"
- [36] A. Gomes & J. Appleton (1997) "*Reforço de Estruturas de Betão Armado por Encamisamento das Secções*"

Anexo A

A.1. Identificação dos sistemas de eixos e os alinhamentos

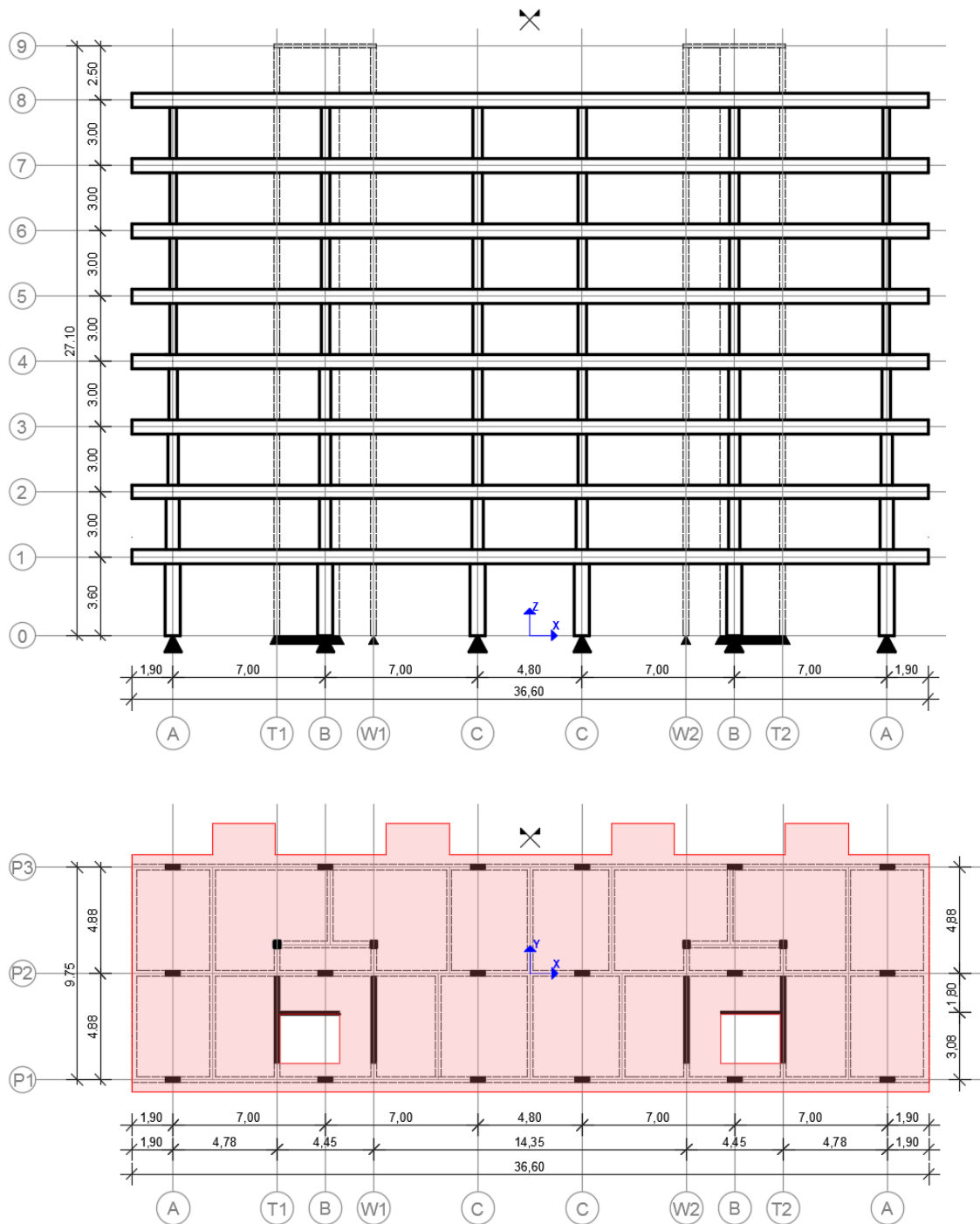


Figura A1 - Sistema de eixos e alinhamentos considerados, em alçado e em planta.

Anexo B

B.1. Pilares

Tabela B.1 – Pilares do pórtico P1 (adaptado de [4]).

Pilar	Alinh.	Piso	Secção	Altura (m)	Largura (m)	Comp. (m)	Armadura Longitudinal	A_L (cm ²)	ρ_{tot} (%)	Armadura Transversal	$A_{sw,s}$ (cm ² /m)	ρ_w (%)
A0	A	0	C1	0,70	0,30	3,60	2Ø7/8" + 2Ø7/8"	15,50	0,74	Ø1/4"//0,20	3,22	0,11
A1	A	1	C2	0,50	0,25	3,00	3Ø5/8" + 3Ø5/8"	11,90	0,95	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
A2	A	2	C3	0,40	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	0,79	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
A3	A	3	C3	0,40	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	0,79	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
A4	A	4	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
A5	A	5	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
A6	A	6	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
A7	A	7	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B0	B	0	C1	0,70	0,30	3,60	2Ø7/8" + 2Ø7/8"	15,50	0,74	Ø1/4"//0,20	3,22	0,11
B1	B	1	C2	0,50	0,25	3,00	3Ø5/8" + 3Ø5/8"	11,90	0,95	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B2	B	2	C2	0,50	0,25	3,00	3Ø5/8" + 3Ø5/8"	11,90	0,95	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B3	B	3	C2	0,50	0,25	3,00	3Ø5/8" + 3Ø5/8"	11,90	0,95	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B4	B	4	C3	0,40	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	0,79	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B5	B	5	C3	0,40	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	0,79	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B6	B	6	C3	0,40	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	0,79	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B7	B	7	C3	0,40	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	0,79	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C0	C	0	C1	0,70	0,30	3,60	2Ø7/8" + 2Ø7/8"	15,50	0,74	Ø1/4"//0,20	3,22	0,11
C1	C	1	C2	0,50	0,25	3,00	3Ø5/8" + 3Ø5/8"	11,90	0,95	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C2	C	2	C3	0,40	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	0,79	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C3	C	3	C3	0,40	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	0,79	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C4	C	4	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C5	C	5	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C6	C	6	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C7	C	7	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13

Tabela B.2 – Pilares do pórtico P2 (adaptado de [4]).

Pilar	Alinh.	Piso	Secção	Altura (m)	Largura (m)	Comp. (m)	Armadura Longitudinal	A_L (cm ²)	ρ_{tot} (%)	Armadura Transversal	$A_{sw,s}$ (cm ² /m)	ρ_w (%)
A0	A	0	C5	0,70	0,30	3,60	5Ø1" + 5Ø1"	50,70	2,41	Ø1/4"//0,20	3,22	0,11
A1	A	1	C7	0,60	0,25	3,00	5Ø1" + 5Ø1"	50,70	3,38	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
A2	A	2	C10	0,50	0,25	3,00	3Ø1" + 3Ø1"	30,40	2,43	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
A3	A	3	C11	0,40	0,25	3,00	3Ø5/8" + 3Ø5/8"	11,90	1,19	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
A4	A	4	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
A5	A	5	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
A6	A	6	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
A7	A	7	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B0	B	0	C6	0,70	0,30	3,60	5Ø11/8" + 5Ø11/8"	64,20	3,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,11
B1	B	1	C8	0,60	0,25	3,00	5Ø11/8" + 5Ø11/8"	64,20	4,28	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B2	B	2	C9	0,60	0,25	3,00	3Ø11/8" + 3Ø11/8"	38,50	2,57	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B3	B	3	C10	0,50	0,25	3,00	3Ø1" + 3Ø1"	30,40	2,43	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B4	B	4	C11	0,40	0,25	3,00	3Ø5/8" + 3Ø5/8"	11,90	1,19	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B5	B	5	C11	0,40	0,25	3,00	3Ø5/8" + 3Ø5/8"	11,90	1,19	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B6	B	6	C11	0,40	0,25	3,00	3Ø5/8" + 3Ø5/8"	11,90	1,19	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B7	B	7	C13	0,40	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	0,79	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C0	C	0	C5	0,70	0,30	3,60	5Ø1" + 5Ø1"	50,70	2,41	Ø1/4"//0,20	3,22	0,11
C1	C	1	C7	0,60	0,25	3,00	5Ø1" + 5Ø1"	50,70	3,38	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C2	C	2	C10	0,50	0,25	3,00	3Ø1" + 3Ø1"	30,40	2,43	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C3	C	3	C12	0,40	0,25	3,00	3Ø1" + 3Ø1"	30,40	3,04	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C4	C	4	C14	0,30	0,25	3,00	4Ø5/8" + 4Ø5/8"	15,90	2,12	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C5	C	5	C14	0,30	0,25	3,00	4Ø5/8" + 4Ø5/8"	15,90	2,12	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C6	C	6	C14	0,30	0,25	3,00	4Ø5/8" + 4Ø5/8"	15,90	2,12	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C7	C	7	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8" + 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13

Tabela B.3 – Pilares do pórtico P3 (adaptado de [4]).

Pilar	Alinh.	Piso	Secção	Altura (m)	Largura (m)	Comp. (m)	Armadura Longitudinal	A_L (cm ²)	ρ_{tot} (%)	Armadura Transversal	$A_{sw,s}$ (cm ² /m)	ρ_w (%)
A0	A	0	C1	0,70	0,30	3,60	2Ø7/8"+ 2Ø7/8"	15,50	0,74	Ø1/4"//0,20	3,22	0,11
A1	A	1	C15	0,50	0,25	3,00	3Ø3/4"+ 3Ø3/4"	17,20	1,38	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
A2	A	2	C3	0,40	0,25	3,00	2Ø5/8"+ 2Ø5/8"	7,94	0,79	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
A3	A	3	C3	0,40	0,25	3,00	2Ø5/8"+ 2Ø5/8"	7,94	0,79	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
A4	A	4	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8"+ 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
A5	A	5	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8"+ 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
A6	A	6	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8"+ 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
A7	A	7	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8"+ 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B0	B	0	C1	0,70	0,30	3,60	2Ø7/8"+ 2Ø7/8"	15,50	0,74	Ø1/4"//0,20	3,22	0,11
B1	B	1	C16	0,50	0,25	3,00	(3Ø5/8"+ 2Ø7/8") x 2	27,40	2,19	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B2	B	2	C2	0,50	0,25	3,00	3Ø5/8"+ 3Ø5/8"	11,90	0,95	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B3	B	3	C2	0,50	0,25	3,00	3Ø5/8"+ 3Ø5/8"	11,90	0,95	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B4	B	4	C3	0,40	0,25	3,00	2Ø5/8"+ 2Ø5/8"	7,94	0,79	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B5	B	5	C3	0,40	0,25	3,00	2Ø5/8"+ 2Ø5/8"	7,94	0,79	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B6	B	6	C3	0,40	0,25	3,00	2Ø5/8"+ 2Ø5/8"	7,94	0,79	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
B7	B	7	C3	0,40	0,25	3,00	2Ø5/8"+ 2Ø5/8"	7,94	0,79	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C0	C	0	C1	0,70	0,30	3,60	2Ø7/8"+ 2Ø7/8"	15,50	0,74	Ø1/4"//0,20	3,22	0,11
C1	C	1	C2	0,50	0,25	3,00	3Ø5/8"+ 3Ø5/8"	11,90	0,95	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C2	C	2	C3	0,40	0,25	3,00	2Ø5/8"+ 2Ø5/8"	7,94	0,79	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C3	C	3	C3	0,40	0,25	3,00	2Ø5/8"+ 2Ø5/8"	7,94	0,79	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C4	C	4	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8"+ 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C5	C	5	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8"+ 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C6	C	6	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8"+ 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13
C7	C	7	C4	0,30	0,25	3,00	2Ø5/8"+ 2Ø5/8"	7,94	1,06	Ø1/4"//0,20	3,22	0,13

B.2. Vigas

Tabela B.4 – Secção das vigas do pórtico P1 (adaptado de [4]).

Secção	Alinh.	Piso	Largura (m)	Altura (m)	Armadura longitudinal	$A_{l,sup}$ (cm ²)	$\rho_{l,sup}$ (%)	Armadura longitudinal inferior	$A_{l,inf}$ (cm ²)	$\rho_{l,inf}$ (%)
B1	A	0	0.30	0.65	4Ø3/4"	11.50	0.59	2Ø3/4"+ 1Ø5/8"	7.72	0.40
B4	B	0	0.30	0.65	3Ø7/8"+ 2Ø3/4"	17.33	0.89	2Ø3/4"	5.73	0.29
B6	C	0	0.30	0.65	4Ø3/4"+ 1Ø5/8"	13.49	0.69	2Ø3/4"	5.73	0.29
B2	A	1	0.25	0.65	4Ø3/4"	11.50	0.71	2Ø3/4"	5.73	0.35
B2	B	1	0.25	0.65	4Ø3/4"	11.50	0.71	2Ø3/4"	5.73	0.35
B2	C	1	0.25	0.65	4Ø3/4"	11.50	0.71	2Ø3/4"	5.73	0.35
B2	A	2	0.25	0.65	4Ø3/4"	11.50	0.71	2Ø3/4"	5.73	0.35
B2	B	2	0.25	0.65	4Ø3/4"	11.50	0.71	2Ø3/4"	5.73	0.35
B2	C	2	0.25	0.65	4Ø3/4"	11.50	0.71	2Ø3/4"	5.73	0.35
B2	A	3	0.25	0.65	4Ø3/4"	11.50	0.71	2Ø3/4"	5.73	0.35
B2	B	3	0.25	0.65	4Ø3/4"	11.50	0.71	2Ø3/4"	5.73	0.35
B2	C	3	0.25	0.65	4Ø3/4"	11.50	0.71	2Ø3/4"	5.73	0.35
B2	A	4	0.25	0.65	4Ø3/4"	11.50	0.71	2Ø3/4"	5.73	0.35
B2	B	4	0.25	0.65	4Ø3/4"	11.50	0.71	2Ø3/4"	5.73	0.35
B2	C	4	0.25	0.65	4Ø3/4"	11.50	0.71	2Ø3/4"	5.73	0.35
B2	A	5	0.25	0.65	4Ø3/4"	11.50	0.71	2Ø3/4"	5.73	0.35
B2	B	5	0.25	0.65	4Ø3/4"	11.50	0.71	2Ø3/4"	5.73	0.35
B2	C	5	0.25	0.65	4Ø3/4"	11.50	0.71	2Ø3/4"	5.73	0.35
B2	A	6	0.25	0.65	4Ø3/4"	11.50	0.71	2Ø3/4"	5.73	0.35
B2	B	6	0.25	0.65	4Ø3/4"	11.50	0.71	2Ø3/4"	5.73	0.35
B2	C	6	0.25	0.65	4Ø3/4"	11.50	0.71	2Ø3/4"	5.73	0.35
B3	A	7	0.25	0.65	2Ø5/8"	3.97	0.24	3Ø5/8"	5.96	0.37
B5	B	7	0.25	0.65	3Ø5/8"+ 2Ø3/4"	11.69	0.72	3Ø5/8"	5.96	0.37
B7	C	7	0.25	0.65	4Ø5/8"	7.94	0.49	2Ø5/8"	3.97	0.24

Tabela B.5 – Secção das vigas do pórtico P2 (adaptado de [4]).

Secção	Alinh.	Piso	Largura (m)	Altura (m)	Armadura longitudinal superior	$A_{l,sup}$ (cm ²)	$\rho_{l,sup}$ (%)	Armadura longitudinal inferior	$A_{l,inf}$ (cm ²)	$\rho_{l,inf}$ (%)
B8	A	0	0.30	0.65	3Φ1"+ 3Φ11/8"	34.50	1.77	3Φ1"	15.20	0.78
B8	B	0	0.30	0.65	3Φ1"+ 3Φ11/8"	34.50	1.77	3Φ1"	15.20	0.78
B8	C	0	0.30	0.65	3Φ1"+ 3Φ11/8"	34.50	1.77	3Φ1"	15.20	0.78
B9	A	1	0.25	0.65	3Φ1"+ 3Φ7/8"	26.80	1.65	3Φ1"	15.20	0.94
B11	B	1	0.25	0.65	3Φ1"+ 3Φ7/8"	26.80	1.65	3Φ1"	15.20	0.94
B13	C	1	0.25	0.65	5Φ1"	25.30	1.56	2Φ1"	10.10	0.62
B9	A	2	0.25	0.65	3Φ1"+ 3Φ7/8"	26.80	1.65	3Φ1"	15.20	0.94
B11	B	2	0.25	0.65	3Φ1"+ 3Φ7/8"	26.80	1.65	3Φ1"	15.20	0.94
B13	C	2	0.25	0.65	5Φ1"	25.30	1.56	2Φ1"	10.10	0.62
B9	A	3	0.25	0.65	3Φ1"+ 3Φ7/8"	26.80	1.65	3Φ1"	15.20	0.94
B11	B	3	0.25	0.65	3Φ1"+ 3Φ7/8"	26.80	1.65	3Φ1"	15.20	0.94
B13	C	3	0.25	0.65	5Φ1"	25.30	1.56	2Φ1"	10.10	0.62
B9	A	4	0.25	0.65	3Φ1"+ 3Φ7/8"	26.80	1.65	3Φ1"	15.20	0.94
B11	B	4	0.25	0.65	3Φ1"+ 3Φ7/8"	26.80	1.65	3Φ1"	15.20	0.94
B13	C	4	0.25	0.65	5Φ1"	25.30	1.56	2Φ1"	10.10	0.62
B9	A	5	0.25	0.65	3Φ1"+ 3Φ7/8"	26.80	1.65	3Φ1"	15.20	0.94
B11	B	5	0.25	0.65	3Φ1"+ 3Φ7/8"	26.80	1.65	3Φ1"	15.20	0.94
B13	C	5	0.25	0.65	5Φ1"	25.30	1.56	2Φ1"	10.10	0.62
B9	A	6	0.25	0.65	3Φ1"+ 3Φ7/8"	26.80	1.65	3Φ1"	15.20	0.94
B11	B	6	0.25	0.65	3Φ1"+ 3Φ7/8"	26.80	1.65	3Φ1"	15.20	0.94
B13	C	6	0.25	0.65	5Φ1"	25.30	1.56	2Φ1"	10.10	0.62
B10	A	7	0.25	0.65	2Φ7/8"+ 2Φ3/4"	13.47	0.83	4Φ7/8"	15.50	0.95
B12	B	7	0.25	0.65	6Φ1"	30.40	1.87	4Φ7/8"	15.50	0.95
B14	C	7	0.25	0.65	2Φ7/8"+ 2Φ1"	17.84	1.10	2Φ7/8"	7.74	0.48

Tabela B.6 – Secção das vigas do pórtico P3 (adaptado de [4]).

Secção	Alinh.	Piso	Largura (m)	Altura (m)	Armadura longitudinal superior	$A_{l,sup}$ (cm ²)	$\rho_{l,sup}$ (%)	Armadura longitudinal inferior	$A_{l,inf}$ (cm ²)	$\rho_{l,inf}$ (%)
B15	A	0	0.30	0.65	5Φ3/4"	14.30	0.73	5Φ3/4"	14.30	0.73
B18	B	0	0.30	0.65	3Φ3/4"+ 3Φ1"	23.79	1.22	5Φ3/4"	14.30	0.73
B21	C	0	0.30	0.65	2Φ3/4"+ 2Φ1"	15.83	0.81	2Φ3/4"	5.73	0.29
B16	A	1	0.25	0.65	5Φ3/4"	14.30	0.88	5Φ3/4"	14.30	0.88
B19	B	1	0.25	0.65	3Φ3/4"+ 2Φ1"	18.69	1.15	5Φ3/4"	14.30	0.88
B22	C	1	0.25	0.65	5Φ3/4"	14.30	0.88	2Φ3/4"	5.73	0.35
B16	A	2	0.25	0.65	5Φ3/4"	14.30	0.88	5Φ3/4"	14.30	0.88
B19	B	2	0.25	0.65	3Φ3/4"+ 2Φ1"	18.69	1.15	5Φ3/4"	14.30	0.88
B22	C	2	0.25	0.65	5Φ3/4"	14.30	0.88	2Φ3/4"	5.73	0.35
B16	A	3	0.25	0.65	5Φ3/4"	14.30	0.88	5Φ3/4"	14.30	0.88
B19	B	3	0.25	0.65	3Φ3/4"+ 2Φ1"	18.69	1.15	5Φ3/4"	14.30	0.88
B22	C	3	0.25	0.65	5Φ3/4"	14.30	0.88	2Φ3/4"	5.73	0.35
B16	A	4	0.25	0.65	5Φ3/4"	14.30	0.88	5Φ3/4"	14.30	0.88
B19	B	4	0.25	0.65	3Φ3/4"+ 2Φ1"	18.69	1.15	5Φ3/4"	14.30	0.88
B22	C	4	0.25	0.65	5Φ3/4"	14.30	0.88	2Φ3/4"	5.73	0.35
B16	A	5	0.25	0.65	5Φ3/4"	14.30	0.88	5Φ3/4"	14.30	0.88
B19	B	5	0.25	0.65	3Φ3/4"+ 2Φ1"	18.69	1.15	5Φ3/4"	14.30	0.88
B22	C	5	0.25	0.65	5Φ3/4"	14.30	0.88	2Φ3/4"	5.73	0.35
B16	A	6	0.25	0.65	5Φ3/4"	14.30	0.88	5Φ3/4"	14.30	0.88
B19	B	6	0.25	0.65	3Φ3/4"+ 2Φ1"	18.69	1.15	5Φ3/4"	14.30	0.88
B22	C	6	0.25	0.65	5Φ3/4"	14.30	0.88	2Φ3/4"	5.73	0.35
B17	A	7	0.25	0.65	3Φ5/8"	5.96	0.37	3Φ5/8"	5.96	0.37
B20	B	7	0.25	0.65	3Φ5/8"+ 2Φ3/4"	11.69	0.72	3Φ5/8"	5.96	0.37
B23	C	7	0.25	0.65	4Φ5/8"	7.94	0.49	3Φ5/8"	5.96	0.37

Anexo C

C.1. Relação constitutiva do Aço (modelo de Park e Paulay[16])

O modelo da relação constitutiva do aço (Figura 7) proposto por Park e Paulay [16] é definido através das seguintes expressões:

Fase elástica: $f_s = E_s \times \varepsilon_s$ [C.1]

Patamar de cedência: $f_s = f_y$ [C.2]

Endurecimento: $f_s = f_y \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right]$ [C.3]

Em que:

$$m = \frac{\frac{f_t}{f_y} (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \varepsilon_{cc}$$
 [C.4]

$$r = (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})$$
 [C.5]

Em que:

f_s – Tensão do aço

ε_s – Extensão do aço

E_s – Módulo de elasticidade do aço

f_{suk} – Tensão de cedência

f_{syk} – Tensão de rotura

ε_{sy} – Extensão de cedência

ε_{sh} – Extensão de endurecimento

ε_{suk} – Extensão de rotura

C.2. Relação constitutiva do Betão (modelo de Mander [14])

O modelo de Mander [14], para um carregamento monotónico à compressão (Figura 4), é definida por:

$$f_c = \frac{f_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad [C.6]$$

Em que:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad [C.7]$$

f_c é a tensão no betão; f_{cc} é a tensão máxima do betão confinado à compressão; ε_{cc} é a Extensão do betão confinado à compressão correspondente à tensão máxima f_{cc} definido por:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c1} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{c1}} - 1 \right) \right] \quad [C.8]$$

f_{c1} – Tensão máxima do betão não confinado à compressão; ε_{c1} – Extensão do betão não confinado à compressão correspondente à tensão máxima f_{c1} ;

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{cm}} \quad [C.9]$$

E_c – Módulo de elasticidade tangente do betão na origem;

$$E_c = 5000 \sqrt{f_{c1}} \text{ [MPa]} \quad [C.10]$$

E_{cm} – Módulo de elasticidade secante do betão.

$$E_{cm} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad [C.11]$$

A tensão máxima de compressão do betão confinado de uma secção rectangular, confinada com recurso a estribos rectangulares, é determinada de acordo com [14], por:

$$f_{cc} = f_{c1} \left(-1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot f_l}{f_{c1}}} - 2 \frac{f_l}{f_{c1}} \right) \quad [C.12]$$

Em que f_l é a pressão lateral de confinamento, devido à armadura transversal determinada, determinada por:

$$f'_{lx} = k_e \rho_x f_{syk} \quad f'_{ly} = k_e \rho_y f_{syk} \quad [C.13]$$

ρ_x –Taxa de armadura transevsal na direcção x;

ρ_y –Taxa de armadura transevsal na direcção y;

K_e –Coeficiente de eficiência do confinamento (eq. 3.2)

A tensão máxima do betão confinado à compressão f_{cc} é determinada através do abaco da figura 1B.

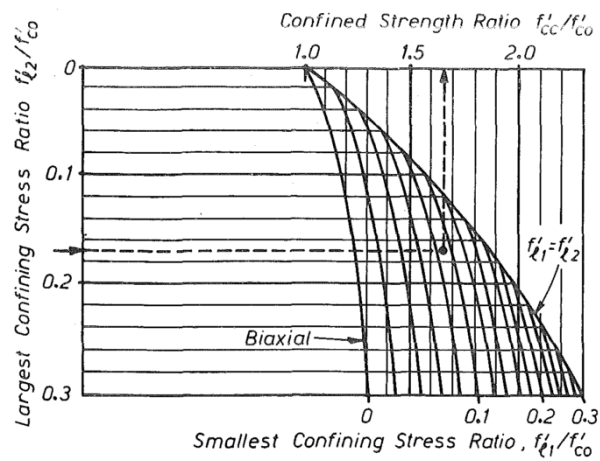


Figura B1 – Determinação da tensão máxima do betão confinado f_{cc} com base na pressão lateral de confinamento para secções rectangulares (adaptado de [14])