

Vitor Coelho



Análise dinâmica – Eurocódigo 8

IPV - ESTGV | 2016

Instituto Politécnico de Viseu

Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu

Vitor Hugo Almeida Coelho

Análise dinâmica – Eurocódigo 8

setembro de 2016

Vitor Hugo Almeida Coelho

Análise dinâmica – Eurocódigo 8

Dissertação de Mestrado

Mestrado em Engenharia de Construção e Reabilitação

Professor Doutor Gilberto Rouxinol



RESUMO

Os sismos são fenómenos naturais que produzem uma onda de devastação. A regulamentação Europeia mais propriamente o Eurocódigo 8 Parte 1 é um exemplo dessa preocupação.

A resposta das estruturas de edifícios é condicionada pela atividade sísmica, pelo tipo de sistema estrutural, pelo coeficiente de comportamento, etc.

Os métodos de análise e modelos estruturais são condicionados pela classificação de regularidade estrutural em planta ou altura que por sua vez é determinada pela correta disposição em planta dos elementos sísmicos verticais.

A ductilidade global das estruturas é conseguida pela ductilidade necessária das zonas críticas, através de disposições construtivas, para que ocorra a dissipação de energia e as estruturas mantenham as características para as quais foram dimensionadas.

O dimensionamento dos elementos ao esforço transversal é determinado pela capacidade real em estruturas de ductilidade média.

ABSTRACT

Earthquakes are natural phenomena that produce a wave of devastation, European regulations properly Eurocode 8 Part 1 is an example of this concern.

The response of building structures is conditioned by seismic activity, the type of structural system, the behavior factor, etc.

The methods of analysis and structure models are conditioned by the classification level of regularity structure horizontally or vertically or which in turn is determined by the appropriate disposal plant vertical seismic elements.

The overall ductility of the structure is obtained by the ductility required critical regions by mandatory provisions, to produce power dissipation and maintain the features of the structure for which were designed.

The sizing of elements to the shear force is determined by the real capacity of ductility media structures.

PALAVRAS CHAVE

Eurocódigo 8
Ação sísmica
Edifícios de betão armado
Regularidade estrutural

KEY WORDS

Eurocode 8
Seismic action
Concrete buildings
Regularity structure

AGRADECIMENTOS

Expresso os meus mais sinceros agradecimentos a todos aqueles que de uma forma contribuíram nesta fase de estudos e na realização deste trabalho: aos docentes do departamento de engenharia civil e a todas as pessoas não docente que sempre me apoiaram e ajudaram.

De modo especial às pessoas mais próximas que colaboraram diretamente comigo, apresento os seguintes agradecimentos:

Ao professor Gilberto Rouxinol, orientador desta dissertação, pela constante motivação, orientação e disponibilidade.

O meu obrigado ao professor Carlos Rente e ao professor Luís Almeida docentes do Instituto Politécnico de Tomar, pela disponibilidade e ajuda.

Muito especial agradeço à doutora Rosa Gomes da Silva, coordenadora do Centro de Documentação da ESTGV, pelo trabalho que teve comigo, pela força dada e pela pessoa maravilhosa que é para mim.

Por fim agradeço a toda a minha família pelo incentivo, companheirismo, paciência e apoio.

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xv
ÍNDICE DE QUADROS	xvii
Simbologia.....	xix
1. Análise dinâmica – Eurocódigo 8.....	1
1.1 Objetivos e organização da dissertação	1
1.2 Organização do trabalho da dissertação.....	2
2. Os sismos.....	5
2.1 Introdução	5
2.2 Breve descrição do fenómeno.....	5
3. Eurocódigo 8 Parte 1	9
3.1 Objetivos.....	9
3.2 Requisitos de desempenho.....	10
4. Terreno e ação sísmica	15
4.1 Tipos de terreno	17
4.2 Ação sísmica	19
4.2.1 Representações alternativas da ação sísmica.....	23
4.2.2 Zonamento sísmico.....	25
4.2.3 Combinação de ações de projeto sísmico.....	26
5. Projeto de edifícios	29
5.1 Elementos estruturais secundários	30
5.2 Regularidade estrutural	31
5.2.1 Regularidade em planta	31
5.2.2 Regularidade em altura.....	35
5.3 Classe de Importância e Coeficiente de Importância.....	38
5.4 Modelos e métodos de análise estrutural	41
5.4.1 Análise estática linear por forças laterais	43

5.4.2	Análise modal por espectro de resposta.....	46
5.4.3	Métodos não lineares	48
5.5	Efeitos de torção.....	48
5.6	Combinação dos efeitos da ação sísmica	49
5.7	Cálculo dos deslocamentos	50
5.8	Elementos não estruturais.....	51
5.9	Verificações de segurança.....	54
5.9.1	Estado limite último	54
5.9.2	Estado de limitação de danos	61
6.	Edifícios de betão armado.....	63
6.1	Dimensionamento de estruturas	63
6.2	Tipo de sistemas estruturais	64
6.3	Coeficiente de comportamento.....	66
6.4	Cálculo pela capacidade real	68
6.5	Ductilidade	69
6.6	Projeto de estruturas	70
6.6.1	Projeto para classe de ductilidade baixa	70
6.6.2	Projeto para classe de ductilidade média	71
6.6.3	Projeto para classe de ductilidade alta	81
6.6.4	Amarrações e emendas das armaduras.....	83
7.	Casos de estudo.....	87
7.1	Introdução.....	87
7.2	Descrição.....	87
7.3	Disposições.....	88
7.4	Dimensionamento.....	89
7.4.1	Sistema estrutural de paredes dúcteis.....	89
7.4.2	Sistema estrutural porticado.....	94
8.	Conclusões e desenvolvimentos futuros	95
8.1	Conclusões	95
8.2	Desenvolvimentos futuros.....	101
	Referências.....	103
	Apêndice A	107

Apêndice B	109
Apêndice C	117
Apêndice D	145
Apêndice E	175
Apêndice F.....	187
Apêndice G.....	195
Anexo 1	219
Anexo 2	221

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1: Tipos de ondas sísmicas (Coch, 1995)	6
Figura 2-2: Fratura Açores-Gibraltar modelo geodinâmico (Lopes, 1995).....	7
Figura 2-3: Mapa dinâmico: atividade sísmica. Fonte: (IPMA, 2016).....	7
Figura 2-4: Perigosidade sísmica na Europa e norte de África ($T_L = 475$ anos)(FEMA, 2002) .	8
Figura 4-1: Exemplo de estruturas construídas em falhas ativas (Correia, 2010).....	15
Figura 4-2: Forma do espectro de resposta elástica, (EC8).....	19
Figura 5-1: Colapso de edifício irregular em planta (Carvalho, 2008)	32
Figura 5-2: Forças de torção (FEMA, 2007)	32
Figura 5-3: Áreas reentrantes numa planta de um piso	33
Figura 5-4: Formas geométricas em planta (FEMA, 2006c).....	33
Figura 5-5:Esquema para determinar a rigidez de torção.....	34
Figura 5-6: Colapso de edifício irregular em altura (Carvalho, 2008)	35
Figura 5-7: Recuos sucessivos simétricos	36
Figura 5-8: Recuo único dependendo da altura.....	37
Figura 5-9: Recuos sucessivos assimétricos.....	37
Figura 5-10: Irregularidades em altura (FEMA, 2006c).....	38
Figura 5-11:Coeficientes de importância	40
Figura 5-12: Determinação dos efeitos da ação sísmica.....	42
Figura 5-13: Modos de vibração (FEMA, 2006c)	43
Figura 5-14: Período fundamental e valores aproximados do período (s) de edifícios em função da altura (FEMA, 2007).....	43
Figura 5-15: Ductilidade (FEMA, 2007).....	57
Figura 5-16: Mecanismo de piso flexível (Fardis, 2008)	58
Figura 5-17:Mecanismo pilar forte/viga fraca (Fardis, 2008)	58
Figura 5-18: Mecanismo parede viga (Fardis, 2008)	59
Figura 5-19: Estruturas na mesma propriedade.....	60
Figura 5-20: Estruturas em propriedades distintas	60
Figura 5-21: Estruturas com pisos ao mesmo nível.....	61
Figura 6-1: Fator α_u/α_1 (Lequesne, Parra-Montesinos, & Wight, 2009).....	67
Figura 6-2: Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos	72
Figura 6-3: Largura efetiva do banzo de vigas ligadas a pilares exteriores	72
Figura 6-4: Largura efetiva do banzo de vigas ligadas a pilares interiores	73
Figura 6-5: Armaduras transversais nas zonas críticas das vigas.....	74
Figura 6-6: Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos	75
Figura 6-7: Confinamento do núcleo de betão	78
Figura 6-8: Envolvente de cálculo dos momentos fletores.....	80

Figura 6-9: Envolvente de cálculo dos esforços transversos	80
Figura 6-10: Vigas de acoplamento com armaduras diagonais	82
Figura 6-11: Pormenor da dobragem da armadura transversal	83

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3-1: Classes de consequências, (NA-NP EN 1990, 2009).....	12
Quadro 4-1: Valor dos parâmetro definidores do $s_{ve}(T)$	21
Quadro 4-2: Valor de S_{max} para cada tipo de solo, NA-EC8	23
Quadro 4-3: Parâmetros que definem o espectro de cálculo para a ação sísmica tipo1	23
Quadro 4-4: Parâmetros que definem o espectro de cálculo para a ação sísmica tipo2.....	23
Quadro 4-5: Características sísmicas.....	25
Quadro 4-6: Coeficientes recomendados para os coeficientes ψ para edifícios.....	27
Quadro 4-7: Valores de ϕ para ψ_{Ei}	27
Quadro 5-1: Regularidade estrutural <i>versus</i> análise e cálculo sísmico	31
Quadro 5-2: Classe de importância para os edifícios	39
Quadro 5-3: Valores de γ_I recomendados EC8.....	39
Quadro 5-4: Valores de k para a sismicidade de Portugal.....	40
Quadro 5-5: Coeficientes de importância para Portugal (Carvalho, 2009).....	41
Quadro 5-6: Valores máximos de q_a para elementos não estruturais.....	52
Quadro 5-7: Coeficientes parciais relativos aos materiais.....	61
Quadro 5-8: Valores do fator ν (NA-EC8).....	62
Quadro 6-1: Valor base do coeficiente de comportamento	66
Quadro 6-2: Requisitos dos materiais.....	69
Quadro 6-3: Disposições construtivas	73
Quadro 6-4: Disposições construtivas	76
Quadro 6-5: Disposições construtivas	81
Quadro 7-1: Esforços na base da parede Pa6	89
Quadro 7-2: Esforços com os efeitos da torção na base da parede Pa6.....	90
Quadro 8-1: Período fundamental de vibração dos casos de estudo	97
Quadro 8-2: Caso de estudo A2 resumo do modelo plano na direção x	97
Quadro 8-3: Caso de estudo B resumo do modelo plano na direção x	98
Quadro 8-4: Caso de estudo A2 resumo do modelo plano na direção y	98
Quadro 8-5: Caso de estudo B resumo do modelo plano na direção y	99
Quadro 8-6: Caso de estudo A2 resumo do modelo espacial na direção x	99
Quadro 8-7: Caso de estudo B resumo do modelo espacial na direção x	100
Quadro 8-8: Caso de estudo A2 resumo do modelo espacial na direção y	100
Quadro 8-9: Caso de estudo B resumo do modelo espacial na direção y	101

SIMBOLOGIA

<i>EC8</i>	Eurocódigo 8 Parte 1
<i>AEd</i>	valor de cálculo da ação sísmica ($= \gamma_I \cdot A_{Ek}$)
<i>A_{Ek}</i>	valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência
<i>E_d</i>	valor de cálculo dos esforços
<i>N_{SPT}</i>	número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica
<i>P_{NCR}</i>	probabilidade de excedência de referência em 50 anos da ação sísmica de referência para o requisito de não ocorrência de colapso
<i>Q</i>	ação variável
<i>S_e(T)</i>	espectro de resposta elástica horizontal da aceleração à superfície do terreno, também designado por "espectro de resposta elástica". Para $T = 0$ a aceleração espectral fornecida por este espectro é igual ao valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A multiplicado pelo coeficiente de solo <i>S</i>
<i>S_{ve}(T)</i>	espectro de resposta elástica vertical da aceleração à superfície do terreno
<i>S_{De}(T)</i>	espectro de resposta elástica do deslocamento
<i>S_d(T)</i>	espectro de cálculo (para análise elástica)
<i>S</i>	coeficiente de solo
<i>T</i>	período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
<i>T_s</i>	duração da parte estacionária do movimento sísmico
<i>T_{NCR}</i>	período de retorno de referência da ação sísmica de referência para o requisito de não ocorrência de colapso
<i>a_{gR}</i>	valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
<i>a_g</i>	valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
<i>a_{vg}</i>	valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical
<i>c_u</i>	resistência ao corte não drenada do solo
<i>d_g</i>	valor de cálculo do deslocamento à superfície do terreno
<i>g</i>	aceleração devida à gravidade
<i>q</i>	coeficiente de comportamento
<i>v_{s,30}</i>	valor médio da velocidade de propagação de ondas S nos 30 m superiores do perfil do solo para deformações por corte iguais ou inferiores a 10^{-5}
γ_I	coeficiente de importância
η	coeficiente de correção do amortecimento
ξ	amortecimento viscoso (em percentagem)
$\psi_{2,i}$	coeficiente de combinação para o valor quase-permanente de uma ação variável <i>i</i>
$\psi_{E,i}$	coeficiente de combinação para uma ação variável <i>i</i> , a utilizar no cálculo dos esforços sísmicos de cálculo
<i>E_E</i>	efeito da ação sísmica
<i>E_{Edx}, E_{Edy}</i>	valores de cálculo dos efeitos devidos às componentes horizontais (x e y) da ação sísmica
<i>E_{Edz}</i>	valor de cálculo dos efeitos devidos à componente vertical da ação sísmica
<i>F_i</i>	força sísmica horizontal no piso <i>i</i>
<i>F_a</i>	força sísmica horizontal atuando num elemento não estrutural (elemento acessório)
<i>F_b</i>	força de corte na base
<i>H</i>	altura do edifício desde a fundação ou desde o nível superior de uma cave rígida
<i>L_{max}, L_{min}</i>	maior e menor dimensão em planta do edifício medidas em direções ortogonais
<i>R_d</i>	valor de cálculo da resistência
<i>S_a</i>	coeficiente sísmico para elementos não estruturais
<i>T₁</i>	período de vibração fundamental de um edifício
<i>T_a</i>	período de vibração fundamental de um elemento não estrutural (elemento acessório)
<i>W_a</i>	peso de um elemento não estrutural (elemento acessório)
<i>d</i>	deslocamento

d_r	valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
e_a	excentricidade accidental da massa de um piso em relação à sua localização nominal
h	altura entre pisos
m_i	massa do piso i
n	número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida
q_a	coeficiente de comportamento de um elemento não estrutural (elemento acessório)
q_d	coeficiente de comportamento do deslocamento
s_i	deslocamento da massa m_i no modo de vibração fundamental de um edifício
z_i	altura da massa m_i acima do nível de aplicação da ação sísmica
α	razão entre o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno e a aceleração devida à gravidade
γ_a	coeficiente de importância de um elemento não estrutural (elemento acessório)
γ_d	coeficiente de sobrerresistência para os diafragmas
θ	coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos
A_c	área da secção de um elemento de betão
A_{sh}	área total das cintas horizontais numa ligação viga-pilar
A_{si}	área total dos varões de aço em cada direção diagonal de uma viga de acoplamento
A_{st}	área de um ramo da armadura transversal
A_{sv}	área total da armadura vertical de alma de uma parede
$A_{sv,i}$	área total dos varões intermédios colocados entre os varões de canto nas faces do pilar
A_w	área total da secção transversal horizontal de uma parede
ΣA_{si}	soma das áreas de todos os varões inclinados nas duas direções, numa parede com varões inclinados para a resistência ao corte por deslizamento
ΣA_{sj}	soma das áreas dos varões verticais da alma de uma parede ou dos varões adicionais nas extremidades da parede especificamente projetados para a resistência ao corte por deslizamento
ΣM_{Rb}	soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas a um nó na direção considerada
ΣM_{Rc}	soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados a um nó na direção considerada
D_o	diâmetro do núcleo confinado num pilar circular
$M_{i,d}$	momento no extremo de uma viga ou de um pilar para o cálculo do esforço transversal pela capacidade real
$M_{Rb,i}$	valor de cálculo do momento resistente de uma viga na extremidade i
$M_{Rc,i}$	valor de cálculo do momento resistente de um pilar na extremidade i
N_{Ed}	esforço normal resultante da análise para a situação de projeto sísmica
T_1	período fundamental do edifício na direção horizontal considerada
T_C	período de transição no limite superior da zona de aceleração constante do espectro elástico
V^{Ed}	esforço transversal numa parede resultante da análise para a situação de projeto sísmica
V_{dd}	resistência ao esforço transversal dos varões verticais de uma parede devido ao efeito de cavilha
V_{Ed}	valor de cálculo do esforço transversal numa parede
$V_{Ed,max}$	esforço transversal atuante máximo na secção de extremidade de uma viga resultante do cálculo pela capacidade real
$V_{Ed,min}$	esforço transversal atuante mínimo na secção de extremidade de uma viga resultante do cálculo pela capacidade real
V_{fd}	contribuição do atrito para a resistência ao corte por deslizamento de uma parede
V_{id}	contribuição dos varões inclinados para a resistência ao corte por deslizamento de uma parede
$V_{Rd,c}$	valor de cálculo da resistência ao esforço transversal para os elementos sem armadura de esforço transversal de acordo com a EN 1992-1-1:2004
$V_{Rd,s}$	valor de cálculo da resistência ao corte por deslizamento
b	largura do banzo inferior de uma viga
b_c	dimensão da secção transversal de um pilar
b_{eff}	largura efetiva do banzo tracionado de uma viga à face de um pilar de apoio
b_i	distância entre varões consecutivos abraçados pelo canto de uma cinta ou por um gancho num pilar
b_o	largura do núcleo confinado num pilar ou no elemento de extremidade de uma parede (medida

	no eixo das cintas)
b_w	espessura das zonas confinadas de uma secção de parede ou largura da alma de uma viga
b_{wo}	espessura da alma de uma parede
d	altura útil de uma secção
d_{bL}	diâmetro de um varão longitudinal
d_{bw}	diâmetro de uma cinta
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ctm}	valor médio da tensão de rotura do betão à tração
f_{yd}	valor de cálculo da tensão de cedência do aço
$f_{yd,h}$	valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras horizontais da alma
$f_{yd,v}$	valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras verticais da alma
f_{yld}	valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras longitudinais
f_{ywd}	valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras transversais
h	altura de uma secção transversal
h_c	altura da secção transversal de um pilar na direção considerada
h_f	altura do banzo
h_{jc}	distância entre as camadas extremas da armadura de um pilar numa ligação viga-pilar
h_{jw}	distância entre as armaduras superior e inferior de uma viga
h_o	altura do núcleo confinado num pilar (medida no eixo das cintas)
h_s	altura livre do piso
h_w	altura de uma parede ou altura da secção transversal de uma viga
k_D	coeficiente que reflete a classe de ductilidade no cálculo da largura de pilar necessária à amarração das armaduras de viga num nó, igual a 1 para a DCH e a 2/3 para a DCM
k_w	coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes
l_{cl}	comprimento livre de uma viga ou de um pilar
l_{cr}	comprimento da zona crítica
l_i	distância entre os eixos de dois conjuntos de varões inclinados na secção da base de paredes com varões inclinados para a resistência ao corte por deslizamento
l_w	comprimento da secção transversal de uma parede
n	número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos no perímetro da secção de um pilar
q_o	valor básico do coeficiente de comportamento
s	espaçamento das armaduras transversais
x_u	profundidade do eixo neutro
z	braço do binário das forças interiores
α	coeficiente de eficácia do confinamento; ângulo entre os varões diagonais e o eixo de uma viga de acoplamento
α_o	esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural
α_1	fator multiplicativo da ação sísmica horizontal de cálculo, na formação da primeira rótula plástica no sistema
α_u	fator multiplicativo da ação sísmica horizontal de cálculo, na formação do mecanismo plástico global
γ_c	coeficiente parcial relativo ao betão
γ_{Rd}	coeficiente de incerteza do modelo no valor de cálculo das resistências para o cálculo dos esforços pela capacidade real, tendo em conta várias fontes de sobrerresistência
γ_s	coeficiente parcial relativo ao aço
ϵ_{cu2}	extensão última do betão não confinado
$\epsilon_{cu2,c}$	extensão última do betão confinado
$\epsilon_{su,k}$	valor característico da extensão última do aço em betão armado
$\epsilon_{sy,d}$	valor de cálculo da extensão de cedência do aço
η	coeficiente de redução da resistência do betão à compressão devido às extensões de tração na direção transversal
ζ	relação, $V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$, entre os esforços transversos atuantes mínimo e máximo na secção de extremidade de uma viga
μ_f	coeficiente de atrito betão-betão sob as ações cíclicas

μ^{δ}	fator de ductilidade em curvatura
μ^{δ}	fator de ductilidade em deslocamento
ν	esforço normal na situação de projeto sísmica, normalizado por $A_c f_{cd}$
ξ	profundidade relativa do eixo neutro
ρ	taxa de armadura tracionada
ρ'	taxa de armadura comprimida em vigas
σ_{cm}	valor médio da tensão normal no betão
ρ_h	taxa de armadura horizontal de alma numa parede
ρ_l	taxa total de armadura longitudinal
ρ_{max}	taxa máxima admissível de armadura tracionada na zona crítica de vigas sísmicas primárias
ρ_v	taxa de armadura vertical de alma numa parede
ρ_w	taxa de armadura de esforço transversal
ω_v	taxa mecânica da armadura vertical de alma
ω_{wd}	taxa mecânica volumétrica da armadura de confinamento

1. Análise dinâmica – Eurocódigo 8

1.1 Objetivos

A determinação da ação sísmica é de extrema importância pois pretende evitar ou minimizar, na eventualidade da sua ocorrência, catástrofes de grandes dimensões, poupando vidas humanas, limitando os danos e salvaguardando a operacionalidade de construções importantes, e.g. edifícios da proteção civil, hospitais e vias de comunicação.

Os sismos registados no passado demonstram a capacidade destrutiva que possuem, provocando mortes e destruição de aglomerados habitacionais.

Atualmente não se pode prever a ocorrência de um sismo, contudo, é possível tentar minimizar os seus efeitos identificando zonas do globo onde o risco sísmico é elevado e a ação sísmica tem um papel fundamental no cálculo das estruturas de Engenharia Civil.

Este trabalho de dissertação foi desde sempre e paixão pelas estruturas no saber sobre o comportamento (a resposta) que as mesmas apresentam quando solicitadas.

Deste modo aprofundar o conhecimento da legislação Europeia é importante visto que este tipo de trabalho é realizado entre os melhores técnicos da área.

Este trabalho de dissertação passa por analisar a Parte 1 do Eurocódigo 8 quanto aos requisitos de desempenho e critérios de conformidade das estruturas em regiões sísmicas, condições do terreno e ação sísmica, projeto de edifícios com as regras específicas tais como a regularidade estrutural. O estudo prático passa por definir um edifício contabilizadas as ações, realizar os modelos de cálculo para consequente determinação de esforços terminando como o dimensionamento dos elementos estruturais parede, pilar, viga e nó viga-pilar.

No decorrer da análise ao Eurocódigo 8 parte 1 vai-se realizar um estudo entre dois edifícios tipo com sistemas estruturais diferentes, sistema estrutural de paredes dúcteis (caso de estudo A2) e sistema estrutural do tipo porticado (caso de estudo B) em que no caso A2 é realizada uma análise por forças laterais e no caso B uma análise modal ambos os estudos num modelo plano. Não obstante a esta metodologia será realizado um estudo através de um modelo espacial num programa de cálculo automático para os casos referidos anteriormente.

Como referido nos pontos anteriores a atividade sísmica é um flagelo e tem consequências muito devastadoras, então, se existirem cuidados na conceção estrutural, nas zonas de implantação dos edifícios no dimensionamento sísmo-resistente, muitas singularidades serão minimizadas ou mesmo anuladas.

O estudo sísmico das estruturas de edifícios de betão armado é primeiramente realizado com programas de cálculo automático, modelos espaciais (3D), pela rapidez de execução e facilidade de utilização contudo este tipo de programas tem o seu custo. Deste modo vai-se procurar utilizar modelos planos procurando demonstrar o cálculo sísmico de estruturas como também muita informação que geralmente tem de ser introduzida manualmente nos programas de cálculo.

Neste estudo é analisado o comportamento de estruturas de diferentes tipos de sistemas estruturais e a resposta que cada estrutura tem quando sujeitas à ação sísmica.

Uma questão que é abordada é a regularidade estrutural, quais os critérios que as estruturas devem ter para se considerarem regulares. A regularidade estrutural tem implacabilidade no modelo estrutural, no método de análise e no coeficiente de comportamento das estruturas.

1.2 Organização do trabalho da dissertação

Além do mencionado no ponto anterior na secção 2 desta dissertação faz-se uma breve análise do fenómeno sísmico.

A secção 3 dá início ao estudo do Eurocódigo 8 Parte 1 com a análise dos objetivos e requisitos.

Na secção 4 faz-se o estudo da ação sísmica, dos tipos de terreno e do zonamento sísmico no território Nacional.

A secção 5 aborda o projeto de edifícios, a regularidade estrutural e as suas consequências, os coeficientes de comportamento e os modelos e métodos de análise sísmica de estruturas. Também nesta secção analisar-se-á o estado limite último e o estado de limitação de danos.

A secção 6 trata do dimensionamento de estruturas do tipo de sistemas estruturais e das classes de ductilidade pretendida no dimensionamento e análise de estruturas.

A secção 7 refere-se aos casos práticos dos exemplos de estudo que se encontram nos Apêndices.

Na secção 8 tiram-se as principais conclusões desta dissertação e referem-se futuros desenvolvimentos.

2. Os sismos

2.1 Introdução

Ao longo dos tempos, a terra tem estado sujeita a vibrações sísmicas responsáveis pela construção de cadeias montanhosas e pela deriva dos continentes. Dadas as características devastadoras dos sismos, quer para pessoas como para bens, a sua ocorrência foi desde sempre objeto das mais diversas explicações, registadas nos mais diversos documentos históricos e científicos.

2.2 Breve descrição do fenómeno

Um sismo é um fenómeno natural e consiste na libertação súbita de energia gerada numa zona interior do globo terrestre que se propaga através de ondas elásticas a partir do seu local de origem através dos materiais constituintes do globo. A maior parte dos sismos são de origem tectónica e resultam da libertação de energia do movimento entre dois blocos que se deslocam ao longo de uma falha. As vibrações das rochas ocorrem pela passagem de ondas sísmicas de diversos tipos nomeadamente de ondas volumétricas P (ondas de compressão), S (ondas de corte) e de ondas de superfície do tipo Love (L) e Rayleigh (R), ver Figura 2-1.

A zona no interior da terra na qual se dá a libertação de energia designa-se por foco ou hipocentro e o ponto à superfície da terra situado na vertical do foco é o epicentro que corresponde à zona onde o sismo é sentido com maior intensidade.

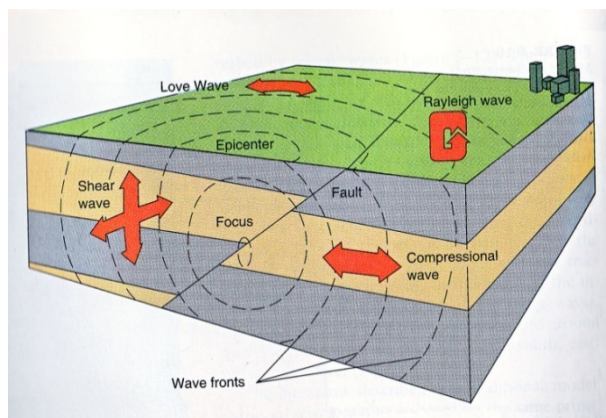


Figura 2-1: Tipos de ondas sísmicas (Coch, 1995)

O registo de um sismo ocorre quando as ondas da energia libertada atingem uma estação sismológica através de um sismógrafo, o aparelho que faz esse registo. A diferença de chegada entre as ondas P e S a uma estação sismológica é que determina a origem de um sismo ou seja a localização a partir da qual foram emanadas as primeiras ondas, (Coch, 1995). Todavia, para localizar o epicentro de um sismo é necessário ter dados de pelo menos 3 sismógrafos.

Os movimentos dos terrenos provocados pelas ondas sísmicas dependem da magnitude do sismo, da profundidade do foco, das características geológicas, topográficas, etc. Quando a atividade sísmica é gerada no oceano pode ser acompanhada por *tsunamis*.

A magnitude e intensidade de um sismo são caracterizadas pelas escalas de Richter e Mercalli Modificada respetivamente, (Coch, 1995). A magnitude de Richter quantifica a energia libertada na origem do sismo enquanto que a escala de Mercalli Modificada reflete o nível de destruição observável de uma região.

O Departamento de Meteorologia e Geofísica do Instituto Português do Mar e da Atmosfera é o organismo responsável pela monitorização sísmica em Portugal. A rede sísmica Portuguesa encontra-se distribuída pelo Continente, Arquipélago da Madeira, pelo Arquipélago dos Açores e a nível académico com as mais avançadas tecnologias na monitorização sísmica.

O território Continental Português localiza-se no interior da placa litosférica euroasiática, mas muito próximo da placa africana, ver figura 3-2.

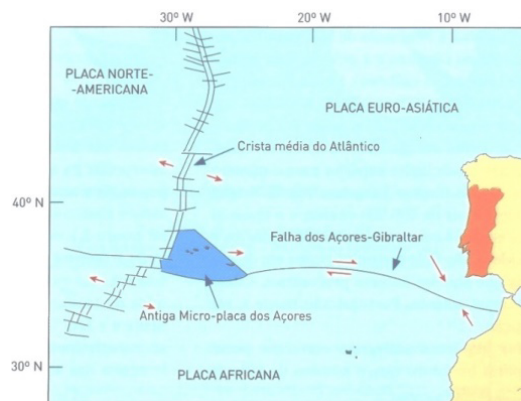


Figura 2-2: Fratura Açores-Gibraltar modelo geodinâmico (Lopes, 1995)

Ao analisar a dispersão dos epicentros, Figura 2-3, podemos observar uma tendência para a sua concentração na falha Açores-Gibraltar.

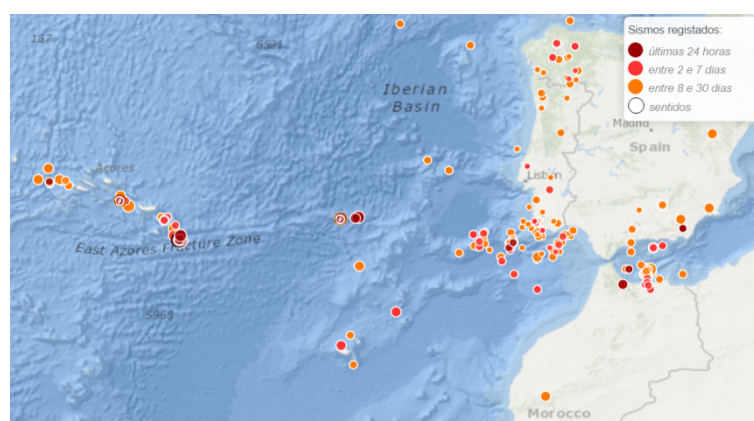


Figura 2-3: Mapa dinâmico: atividade sísmica. Fonte: (IPMA, 2016)

Os dados disponibilizados pelo Instituto Português do Mar e da Atmosfera, Figura 2-3, demonstram que a atividade sísmica do território Português resulta de fenómenos localizados na fronteira entre as placas euro asiática e africana (sismicidade interplaca) e de fenómenos localizados no interior da placa euro asiática (sismicidade intraplaca). Em função do enquadramento geodinâmico regional do território continental verifica-se que a sismicidade, associada a falhas ativas, apresenta dois casos:

- para sismos gerados no oceano (sismos interplaca) a sua sismicidade pode considerar-se elevada, os sismos apresentam magnitudes elevadas e períodos de retorno de algumas centenas de anos;
- para sismos gerados no interior do território Continental ou no Arquipélago dos Açores (sismos intraplaca) a sismicidade é moderada passando a baixa nas zonas situadas a norte de Portugal. Este facto não significa que nestas zonas não possam ocorrer sismos de magnitude significativa os seus períodos de retorno são da ordem dos milhares a dezenas de milhares de anos.

A ameaça sísmica é uma realidade em Portugal, os grandes sismos históricos tiveram os seus epicentros localizados na falha Açores-Gibraltar (sismos interplaca), tal como o sismo que atingiu Lisboa a 1 de Novembro de 1755, que originou um *tsunami* com cerca de 15 metros de altura, provocou fenómenos nos solos de liquefação e deslizamento com a destruição completa de muitos edifícios e consequente grande número de mortos.

A um nível europeu o mapa da Figura 2-4 publicado em 2003 com o apoio da Comissão Sismológica Europeia mostra as acelerações horizontais máximas do solo, devido aos sismos, para um período de retorno de 475 anos e verificar-se que as zonas mais graves são o sul da Europa e o norte de África.

Para o território Nacional pode-se concluir que o risco sísmico é significativo nas maiores concentrações demográficas que se situam no litoral, precisamente nas áreas de maiores intensidades sísmicas observadas, Figura 2-4.

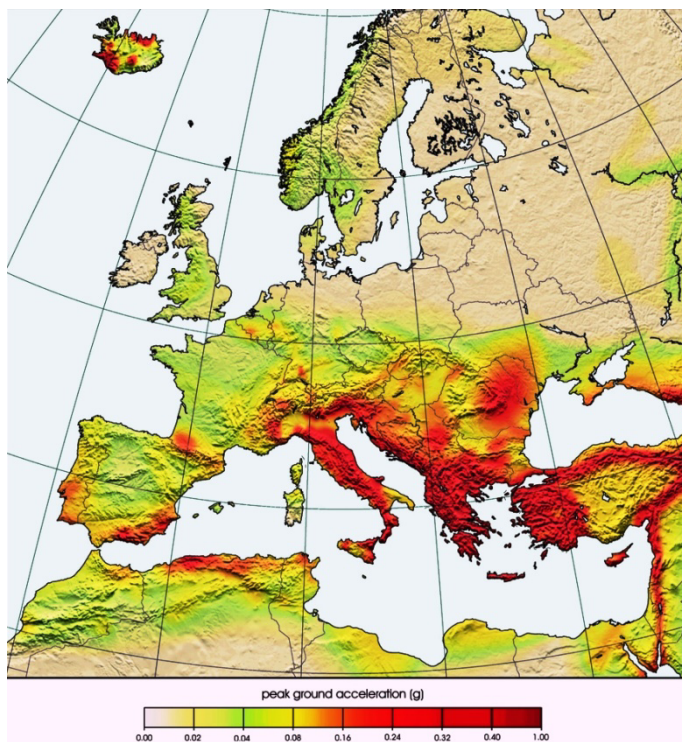


Figura 2-4: Perigosidade sísmica na Europa e norte de África ($T_L = 475$ anos)(FEMA, 2002)

3. Eurocódigo 8 Parte 1

O Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1. (2010) faz parte do conjunto de normas Europeias para a construção que estão implementados em toda a Europa. A normalização Europeia destina-se a ser obrigatória para obras públicas Europeias e é um manual de apoio ao projeto sísmico de edifícios, (Booth & Bisch, 2008).

As instalações hospitalares devem ser projetadas e construídas com um nível de proteção sísmica diferenciado relativamente aos edifícios correntes. As especificações do projeto de instalações hospitalares pela normalização Europeia são mais exigentes do que o projeto de acordo com o quadro regulamentar Nacional, pela implementação de metodologias de dimensionamento baseadas no desempenho e por verificações das instalações básicas e equipamentos, segundo (ACSS, 2010).

3.1 Objetivos

O Eurocódigo 8 Parte 1, que por simplicidade se passará a denominar por EC8, aplica-se a projetos de edifícios e de mais obras de engenharia civil em zonas sísmicas estabelecendo regras que visam minimizar os efeitos devastadores deste tipo de fenómenos.

O EC8 tem por objetivo assegurar que na possibilidade de uma atividade sísmica:

- i. há proteção das vidas humanas;
- ii. os danos estruturais são limitados;
- iii. mantêm-se operacionais um conjunto de estruturas importantes para a proteção civil.

3.2 Requisitos de desempenho

No cumprimento dos objetivos presentes no EC8 estabelecem-se requisitos fundamentais com grau de fiabilidade adequado que se aplicam ao projeto de edifícios e de outras obras de engenharia civil em zonas sísmicas.

Os requisitos fundamentais são:

- i. Requisito de não ocorrência de colapso, *No Collapse Requirement* (NCR);
- ii. Requisito de limitação de danos, *Damage Limitation Requirement* (DLR);

A exigência de não ocorrência de colapso está associada ao Estado Limite Último (ELU) em que as estruturas devem ser projetadas e construídas de modo a resistir à ação sísmica de cálculo sem que ocorra o colapso local ou global, protegendo as vidas humanas, mantendo a integridade estrutural e a capacidade resistente residual após o sismo.

A ação sísmica de cálculo é expressa a partir:

- i. da ação sísmica de referência associada a uma probabilidade de excedência de referência, P_{NCR} , em 50 anos ou a um período de retorno de referência, T_{NCR} ;
- ii. do coeficiente de importância, γ_I , que tem em conta a diferenciação de fiabilidade.

$$T_R \simeq -\frac{T_L}{\ln(1 - P_R)} \quad (3-1)$$

em que:

T_R período de retorno de referência, $T_{NCR} = 475 \text{ anos}$;

T_L intervalo de tempo, 50 anos (período de vida de referência dos edifícios correntes, (NP EN 1990, 2009);

P_R probabilidade de excedência de referência, $P_{NCR} = 10\%$.

Deste modo define-se a ação sísmica de cálculo com 10% de probabilidade de excedência em 50 anos que equivale a um período médio de retorno de 475 anos, ou seja, $T_R \simeq -50/\ln(1 - 10/100) \simeq 475 \text{ anos}$.

No cumprimento dos ELU as estruturas na situação de projeto sísmica deve-se verificar:

- resistência e capacidade de dissipação de energia;
- coeficientes de comportamento e classes de ductilidade associadas;
- verificação da estabilidade ao derrubamento e ao deslizamento;

- resistência do terreno e dos elementos de fundação;
- influência dos efeitos de segunda ordem (efeitos $P-\Delta$);
- comportamento dos elementos não estruturais.

A resistência de uma estrutura e a capacidade que a mesma tem em dissipar a energia induzida pela atividade sísmica dependem da exploração do comportamento não linear da estrutura. O equilíbrio entre a resistência e capacidade de dissipação de energia é caracterizado pelos valores do coeficiente de comportamento q e pelas classes de ductilidade a eles associadas. As estruturas projetadas com zonas de dissipação de energia histerética, denominadas zonas dissipativas ou zonas críticas, apresentam um valor de $q > 1,5$.

O requisito de limitação de danos está associado ao Estado de Limitação de Danos (ELD) e pretende controlar os danos suscetíveis de limitar a utilização do edifício num evento sísmico cujos custos sejam desproporcionalmente elevados face ao custo da própria estrutura.

$$T_R \simeq -\frac{T_L}{\ln(1-P_R)} \quad (3-2)$$

em que:

T_R período de retorno de referência, $T_{DLR} = 95 \text{ anos}$

T_L intervalo de tempo, 10 anos

P_R probabilidade de excedência de referência, $P_{DLR} = 10 \%$

Deste modo define-se a ação sísmica de cálculo com 10% de probabilidade de excedência em 10 anos que equivale a um período médio de retorno de 95 anos, ou seja, $T_R \simeq -10/\ln(1-10/100) \sim 95 \text{ anos}$.

Com a verificação do ELD em projeto, deve ser garantido o grau de fiabilidade adequado consistente com os limites de deformação aceitáveis controlando os danos. As estruturas essenciais para a proteção civil devem manter os serviços instalados em funcionamento numa possível situação sísmica para o período de retorno adequado.

Como visto o EC8 estabelece dois requisitos de desempenho, ligados a dois estados limites, a fiabilidade própria destes requisitos estabelecida pelas autoridades nacionais para os diferentes tipos de edifícios ou de obras é função das consequências do colapso, Quadro 3-1. A caracterização do nível de fiabilidade obtém-se classificando as estruturas em classes de importância e a cada classe de importância corresponde um coeficiente de importância.

Quadro 3-1: Classes de consequências, (NA-NP EN 1990, 2009)

Classe de consequências	Exemplo de edifícios
CC3	salas de concertos
CC2	edifícios de habitação
CC1	edifícios agrícolas

O EC8, para além da verificação dos Estados Limites analisados anteriormente, indica medidas específicas que devem ser tomadas para reduzir a incerteza da resposta estrutural e favorecer um bom comportamento das estruturas no decurso de uma atividade sísmica superior à ação sísmica de cálculo. As medidas específicas são:

- o projeto de uma estrutura
 - i. garantir um comportamento global dissipativo e dúctil, através do método de cálculo pela capacidade real;
 - ii. as zonas e elementos críticos devem ser analisados com especial atenção na fase de projeto, por meio de pormenorização dessas zonas e ligações;
 - iii. as estruturas devem possuir uma forma simples, ser regulares em planta e altura, se necessário recorrer a juntas estruturais;
 - iv. o modelo estrutural deve ser adequado (e.g., considerar a deformação do terreno, os elementos não estruturais, as estruturas contíguas).

- fundações
 - i. As ações vindas da superestrutura devem ser transmitidas ao solo o mais uniforme possível por um adequado sistema de fundações. Cada unidade dinamicamente independente deve possuir um único tipo de fundação, salvo exceção das pontes;
 - ii. A NP EN 1998-5, 2010 estabelece requisitos, critérios e regras dos locais e terrenos de fundação para estruturas resistentes aos sismos, sendo tratado com mais pormenor na secção 5 da mesma Norma.

- plano de garantia e qualidade - os elementos que sejam parte integrante num projeto sísmico resistente tais como memória descritiva e justificativa devem indicar no que se refere aos elementos estruturais:
 - i. características dos materiais;
 - ii. dimensões e localização;
 - iii. disposições construtivas;
 - iv. características de dispositivos especiais, caso existam;
 - v. desenhos de elementos estruturais com elevada importância e referência a possíveis verificações especiais na fase de construção.

Para estruturas implantadas em zonas sísmicas de elevada perigosidade e classificadas com elevado grau de importância deve ser criado um plano de qualidade que acompanhe a estrutura desde a fase de projeto, construção e vida útil.

4. Terreno e ação sísmica

A escolha do local e o terreno de fundação das estruturas resistentes aos sismos deve ser criteriosamente analisada. A NP EN 1998-5, 2010 analisa a questão da escolha do local de construção no que respeita às condições de instabilidade das fundações e da envolvente. Neste sentido abordam-se os aspetos mais relevantes descritos na presente Norma para que, no caso de um acontecimento sísmico, sejam minimizados os riscos associados aos seguintes fenómenos:

- i. proximidade de falhas ativas;
- ii. instabilidade de taludes;
- iii. liquefação;
- iv. aumento de compacidade.

- Falhas ativas

A construção de edifícios pertencentes às Classes de Importância II, III e IV, definidas no Quadro 5-2, não deve ser próxima de falhas tectónicas ativas identificadas em documentos oficiais elaborados pelas entidades nacionais competentes.



Figura 4-1: Exemplo de estruturas construídas em falhas ativas (Correia, 2010)

Nestas zonas com elevada sismicidade, devem efetuar-se estudos geológicos especiais de modo a conhecer a perigosidade em termos de rotura e vibração do terreno para fins de planeamento urbano.

- Taludes

No caso de estruturas a construir perto ou sobre taludes naturais ou artificiais deve verificar-se a estabilidade desses taludes em virtude das ações sísmicas. A verificação do estado limite dos taludes corresponde ao limite para o qual ocorrem deslocamentos permanentes inaceitáveis até uma profundidade significativa que afeta o desempenho estrutural e funcional das construções.

A determinação da resposta sísmica de taludes face às ações sísmicas deve ser efetuada por métodos validados de análise dinâmica, tais como, o método dos elementos finitos ou de blocos rígidos ou através de métodos pseudo-estáticos.

Na modelação do comportamento mecânico dos solos sob carregamento cíclico, deve ter-se em conta a redução da rigidez com o aumento do nível da deformação bem como da possibilidade de ocorrer o aumento da pressão intersticial. O aumento da pressão intersticial deve ser avaliado a partir de ensaios adequados, todavia, para efeitos de pré-dimensionamento esse valor pode ser estimado através de correlações empíricas.

A utilização de métodos pseudo-estáticos simplificados requer que a superfície topográfica e o perfil geológico do terreno não apresente irregularidades abruptas e os solos sob carregamentos cíclicos não reduzam significativamente a rigidez nem sejam suscetíveis de desenvolver elevadas pressões na água dos poros.

- Liquefação

A presente Norma define liquefação como sendo a:

“redução da resistência ao corte e/ou da rigidez, devida ao aumento da pressão na água dos poros em solos incoerentes saturados durante a ocorrência de movimentos sísmicos do terreno, que origine deformações permanentes significativas ou, mesmo, uma quase anulação da tensão efetiva no solo”.

O término do evento sísmico e a rápida dissipação da pressão neutra provoca um rearranjo do solo aumentando a compacidade originando um assentamento da superfície. Este fenómeno deve ser avaliado quando os terrenos de fundação incluam estratos extensos e espessos de areia solta, com ou sem finos siltosos ou argilosos, situados abaixo do nível freático.

Na verificação do solo se este for considerado como suscetível à liquefação, em caso de evento sísmico, e se as consequências afetarem a capacidade resistente ou a estabilidade das fundações devem ser criadas condições destinadas a garantir a segurança tais como, (Fernandes, 2011):

- i. rejeitar o sítio impróprio para a construção e escolher outro local alternativo;
- ii. realizar um processo de melhoria dos solos;
- iii. alterar a concepção das fundações, escolher fundações por estacas, transferindo as cargas para estratos não suscetíveis de liquefação.

A utilização de fundações por estacas deverá ser encarada com prudência devido às elevadas forças induzidas nas mesmas pela perda da resistência lateral dos estratos propensos de liquefação e às inevitáveis incertezas associadas à localização e à espessura desses estratos.

- Aumento de compacidade

O fenómeno do aumento de compacidade ou adensamento de solos incoerentes soltos difere da liquefação por não envolver a presença de água. Também nos solos argilosos muito moles com movimentos sísmicos de longa duração poderão ocorrer assentamentos excessivos devido à degradação cíclica da resistência ao corte.

A avaliação deste fenómeno deve ser efetuada por métodos reconhecidos e sempre que necessário com recurso a ensaios de laboratório adequados. Métodos de melhoramento do solo devem ser considerados para fundações com a possibilidade de instabilidade por aumento da compacidade.

4.1 Tipos de terreno

O conhecimento da constituição do terreno é fundamental para saber o seu comportamento quando sujeito a forças sísmicas. A secção 3 do EC8 reúne as condições que dizem respeito ao terreno e a ação sísmica, cuja análise se faz a seguir.

Como visto anteriormente existem fenómenos nos terrenos e locais menos propícios para a implantação de estruturas. Os terrenos de fundação e a envolvente da implantação da obra não deve apresentar risco de rotura nem de assentamentos devidos aos fenómenos de liquefação ou adensamento dos solos, assim como, os taludes devem ser estáveis seguindo o enunciado na mesma secção do EC8.

Os tipos de terreno para efeitos de consideração da influência das condições locais na ação sísmica encontram-se no Anexo 1.

A classificação do terreno, sempre que possível, deve ter por base a velocidade média das ondas de corte, $v_{s,30}$, sendo o elemento mais fiável para a previsão das características da ação sísmica (NP EN 1998-5, 2010). Na falta dessa informação a alternativa passa por utilizar-se o valor N_{SPT} .

Se o perfil do terreno nos 30 m superficiais for constituído por estratos com diferentes valores de v_s , deve ser determinada a velocidade média das ondas de corte pela equação seguinte,

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (4-1)$$

onde:

N número de camadas nos 30 m superiores;

h_i espessura (em metros) da camada;

v_i velocidade das ondas de corte medidas para distorções máximas de 10^{-5} .

Os locais caracterizados com o tipo de terreno S_1 ou S_2 , devem ser sujeitos a estudos adicionais para definir a ação sísmica. O tipo de solo S_1 , com velocidades baixas velocidades das ondas de corte e um baixo amortecimento interno pode gerar efeitos de amplificação do movimento sísmico e de interação entre o terreno e a estrutura (Estêvão, Silva, & Silva, 2007). Em solos do tipo S_2 deve ponderar-se a possibilidade de rotura.

Os terrenos descritos no Anexo I, aplicam-se ao território Nacional e ao Arquipélago da Madeira. As estruturas projetadas no Arquipélago dos Açores fundadas em terrenos com características próprias. O EC8 define 5 perfis geológicos descritos no mesmo Anexo com base nas camadas geológicas. Por sua vez cada perfil de terreno, com base no valor da velocidade de propagação das ondas de corte, corresponde a um tipo de terreno previsto no Anexo I.

Para efeitos de classificação dos solos, no caso do Arquipélago dos Açores, o EC8 desaconselha usar os valores dos ensaios N_{SPT} na classificação de solos pois a existência de materiais rochosos nesses perfis estratigráficos torna a informação desses ensaios pouco representativa.

No âmbito Nacional a realização de prospeções adicionais, para a definição sísmica, pode ser dispensada no caso em que as construções reúnam cumulativamente as seguintes condições:

- i. não estarem localizados em locais com terreno do tipo S_1 ou S_2 ;

- ii. pertencerem às Classes de Importância I ou II;
- iii. com área de construção igual ou inferior a 1000 m^2 ;
- iv. em que número de pisos acima do terreno envolvente seja igual ou inferior a 4.

Para esta situação a definição sísmica basear-se-á no conhecimento relacionado com o dimensionamento para outras ações ou poderá adotar-se a ação sísmica definida para terrenos do tipo B.

4.2 Ação sísmica

O movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno, gerado pela libertação de energia como visto na secção 2.2, provoca uma aceleração dessa superfície com movimentos “vai, vem” e este efeito é representado por um espectro de resposta elástica segundo o EC8 denominada “representação básica da ação sísmica”.

O espectro de resposta elástica, figura 4-2, é função da sismicidade do local, das características do terreno de fundação, do coeficiente de amortecimento considerado da estrutura e considera-se igual para os requisitos de NCR e DLR.

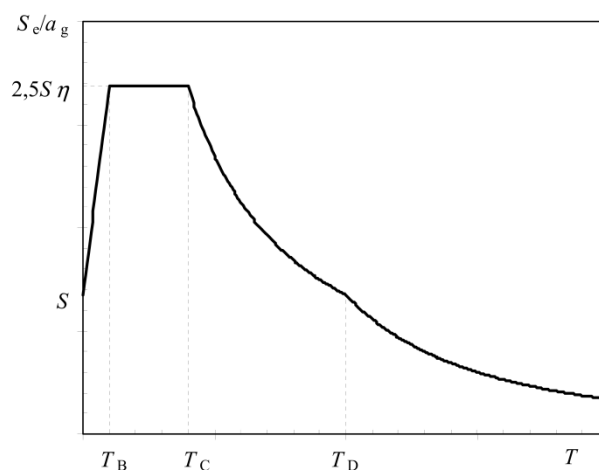


Figura 4-2: Forma do espectro de resposta elástica, (EC8)

O espectro de resposta elástica horizontal, para as duas componentes ortogonais, é definido pelas expressões (4-2) a (4-5):

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (4-2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (4-3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (4-4)$$

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

em que:

$S_e(T)$ espectro de resposta elástica;

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

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

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

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

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

S coeficiente do solo;

η coeficiente de correção do amortecimento $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$, ($\eta = 1$ para 5% de amortecimento viscoso, valor de referência).

Os valores das variáveis T_B , T_C , T_D e do coeficiente de solo S que descrevem a forma do espectro de resposta elástica dependem do tipo de terreno e são parâmetros de definição Nacional.

Numa primeira análise a forma do espectro é constituída por quatro ramos e os períodos baixos correspondem a acelerações de pico no solo posicionando-se no ramo de aceleração constante.

Para além da vibração horizontal da superfície do terreno, ocorrem também vibrações verticais que do mesmo modo se representa por um espectro de resposta elástica para a componente vertical da ação sísmica, $S_{ve}(T)$ e é determinado pelas expressões (4-6) a (4-9).

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (4-6)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (4-7)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (4-8)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (4-9)$$

Os valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta elástica vertical estão mencionados no Quadro 4-1 e são de âmbito Nacional.

Quadro 4-1: Valor dos parâmetro definidores do $S_{ve}(T)$

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

Outro dado que vem do movimento do solo é o deslocamento à superfície do terreno, d_g , cujo valor de cálculo correspondente ao valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno. Pode ser estimado pela seguinte expressão:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (4-10)$$

com:

a_g , S , T_C e T_D como definido anteriormente.

A ação sísmica submete às estruturas a um comportamento inelástico. A capacidade das mesmas para resistir a essa ação é maior do que corresponderia a uma resposta elástica linear.

No dimensionamento de estruturas como se considera a capacidade de dissipação de energia nas zonas críticas dos elementos estruturais efetua-se uma análise elástica baseada no espectro de resposta reduzido, pela introdução do coeficiente de comportamento, designado por espectros de cálculo ou de projeto.

O coeficiente de comportamento, q , que é analisado em pormenor na secção 6.3, é usado para passar do espectro de resposta elástica para um espectro de resposta de projeto. Trata-se de uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a resposta fosse completamente elástica com 5% de amortecimento viscoso.

O espectro de cálculo, $S_d(T)$, para as componentes horizontais é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4-11)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (4-12)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4-13)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4-14)$$

em que:

a_g , S , T_B , T_C e T_D definidos em nas expressões (4-2) a (4-5);

$S_d(T)$ espectro de cálculo;

q coeficiente de comportamento;

β coeficiente que corresponde ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, $\beta = 0,2$.

Um dos parâmetros necessários à determinação do espectro de cálculo é o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno do tipo A, a_g , que é obtido a partir da aceleração máxima de referência pela expressão seguinte:

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I \quad (4-15)$$

em que:

γ_I coeficiente de importância, ver secção 5.3.

Para os terrenos cujo perfil estratigráfico não seja o correspondente ao tipo A, a aceleração máxima à superfície é obtida pela multiplicação de a_g e o coeficiente de solo S , para ter em conta a amplificação das acelerações. O coeficiente S é obtido das condições (4-16):

$$\begin{aligned} \text{para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 & \quad S = S_{\max} \\ \text{para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 & \quad S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3} (a_g - 1) \\ \text{para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 & \quad S = 1,0 \end{aligned} \quad (4-16)$$

em que:

- a_g valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, em m/s^2 ;
- S_{max} parâmetro cujo valor está indicado no Quadro 4-2.

O valor do fator, S_{max} , é constante para cada tipo de solo e para as ações sísmicas Tipo 1 e Tipo 2, ver Quadro 4-2.

Quadro 4-2: Valor de S_{max} para cada tipo de solo, NA-EC8

Tipo de terreno	A	B	C	D	E
S_{max}	1,0	1,35	1,6	2,0	1,8

Os parâmetros que definem o espectro de cálculo apresentam-se no Quadro 4-3 e no Quadro 4-4 para a ação sísmica tipo1 e ação sísmica tipo 2.

Quadro 4-3: Parâmetros que definem o espectro de cálculo para a ação sísmica tipo1

Tipo de terreno	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	0,1	0,6	2,0
B	0,1	0,6	2,0
C	0,1	0,6	2,0
D	0,1	0,8	2,0
E	0,1	0,6	2,0

Quadro 4-4: Parâmetros que definem o espectro de cálculo para a ação sísmica tipo2

Tipo de terreno	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	0,1	0,25	2,0
B	0,1	0,25	2,0
C	0,1	0,25	2,0
D	0,1	0,30	2,0
E	0,1	0,25	2,0

4.2.1 Representações alternativas da ação sísmica

Existem três abordagens para obter a representação do movimento sísmico em termos da variação da aceleração em função do tempo e das gradezas associadas, velocidade e deslocamento.

i. acelerogramas artificiais:

Os acelerogramas artificiais devem ser criados de forma a coincidir com o espectro de resposta elástica horizontal e vertical, para 5% de amortecimento viscoso ($\xi = 5\%$). Além disso, a duração dos registos gerados deve ser coerente com a magnitude e com outras características do acontecimento sísmico relevantes para o estabelecimento do valor de a_g ,

e.g., amplitude, duração e conteúdo em frequência. Na falta de dados específicos do local, a duração mínima T_s da parte estacionária dos acelerogramas deverá ter os seguintes valores do EC8:

- Ação sísmica tipo I: $T_s \geq 30 \text{ s}$;
- Ação sísmica tipo II: $T_s \geq 10 \text{ s}$.

Os acelerogramas artificiais devem respeitar as seguintes regras:

- utilização de pelo menos 3 acelerogramas;
- a média dos valores da resposta espectral de aceleração com período nulo (obtida dos registos no tempo) não deverá ser inferior a $a_g \cdot S$ para o local em estudo;
- para o período fundamental da estrutura no intervalo entre $0,2T_1$ e $2T_1$ nenhum valor do espectro de resposta elástica médio com 5% de amortecimento deve ser inferior a 90% do valor correspondente do espectro de resposta elástica com 5% de amortecimento.

Um grupo de registos que ocorre numa estação sísmica é constituído por duas componentes horizontais e uma vertical do movimento sísmico, (Iervolino, Maddaloni, & Cosenza, 2008). No entanto, a componente vertical da ação sísmica, em concordância com o artigo 4.3.3.5.2 do EC8 deve ser considerada quando $a_{vg} > 0,25g$ ($2,5 \text{ m/s}^2$) nas seguintes situações:

- i. elementos estruturais com vãos iguais ou superiores a 20 m;
- ii. elementos em consola com mais de 5 m de comprimento;
- iii. elementos pré-esforçados horizontais ou quase horizontais;
- iv. vigas que suportam pilares;
- v. estruturas com isolamento de base.

Os efeitos desta ação podem ser determinados através de um modelo parcial da estrutura que inclua os elementos a analisar em conjunto com os elementos de suporte ou infraestruturas diretamente associadas e tenha em conta a rigidez dos elementos adjacentes.

- ii. acelerogramas registados ou simulados:

O EC8 permite a utilização de acelerogramas registados ou de acelerogramas gerados através de simulação numérica dos mecanismos na fonte ou da trajetória de propagação desde que devidamente quantificados e os valores sejam graduados em função do valor $a_g \cdot S$. Os acelerogramas registados ou simulados devem seguir as regras dos acelerogramas artificiais.

- iii. modelo espacial da ação sísmica:

As estruturas com características especiais cujos apoios sejam excitados de maneira diferente devem ser utilizados modelos espaciais da ação sísmica. Estes modelos devem ser coerentes com os espectros de resposta elástica utilizados na definição básica da ação sísmica.

4.2.2 Zonamento sísmico

O território Nacional e as Regiões Autónomas estão divididas em zonas sísmicas. Cada concelho está inserido numa zona sísmica.

A sismicidade é admitida constante em cada zona e é descrita pelo valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno do tipo A, a_{gR} . Este valor corresponde ao requisito de não ocorrência de colapso (para uma probabilidade de excedência de referência de 50 anos, P_{NCR}) e está associado a um coeficiente de importância (de acordo com a classe de importância do edifício). O valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno é o produto da aceleração de referência com o coeficiente de importância, γ_I .

De acordo com o EC8 são considerados dois tipos de ação sísmica, Ação sísmica Tipo 1 e Ação sísmica Tipo 2, pelo facto de existirem dois cenários geracionais de sismos distintos que podem afetar Portugal.

Em Portugal Continental deve-se considerar os dois tipos de ação sísmica, no arquipélago da Madeira e no arquipélago dos Açores a ação sísmica a considerar é Ação sísmica Tipo 1 e Ação sísmica Tipo 2 respetivamente. O Quadro 4-5 mostra um resumo das características de cada um dos tipos de sismo. As zonas de Portugal em que, $a_g \cdot S \leq 0,98 \text{ m/s}^2$, para ambos os dois tipos de ação sísmica, consideram-se de baixa sismicidade.

Quadro 4-5: Características sísmicas

Sismo	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2
Tectónica de placas	Interplaca	Intraplaca
Localização	Afastado	Próximo
Epicentro	Região atlântica (mar)	Terra
Distância ao epicentro	Grande	Pequena
Magnitude	> 5,5 (elevada)	< 5,5 (moderada)
Origem	Movimento das placas tectónicas	Fratura no interior do solo
Frequência	Baixa (1Hz)	Alta (3 a 3,5 Hz)
Componente vertical	V=0,75H	V=0,95H

A ação sísmica Tipo 1 corresponde a sismos gerados no contacto das placas euroasiáticas e africana da crosta terrestre, sob o oceano Atlântico. Por outro lado, a ação sísmica Tipo 2, compreende sismos gerados em falhas sob o território Nacional, enquanto o Arquipélago dos Açores compreende sismos gerados no contacto entre as placas americana e euroasiática, (Fernandes, 2011).

O zonamento sísmico de Portugal Continental, do Arquipélago dos Açores e do Arquipélago da Madeira encontra-se ilustrado no Anexo II.

4.2.3 Combinação de ações de projeto sísmico

O valor de cálculo do efeito das ações, E_d , numa situação de projeto sísmico, deve ser determinado de acordo com a NP EN 1990, 2009, 6.4.3.4. O formato geral dos efeitos das ações para situações de projeto sísmicas é o seguinte:

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; A_{Ed}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (4-17)$$

A combinação de ações entre chavetas { } pode ser expressa como:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4-18)$$

onde:

"+" significa “a combinar com”;

\sum significa “o efeito combinado de”;

$G_{k,j}$ valor característico da ação permanente j ;

P valor representativo de uma ação de pré-esforço;

A_{Ed} valor de cálculo de uma ação sísmica $A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$;

A_{Ek} valor característico de uma ação sísmica;

γ_I coeficiente de importância;

$Q_{k,i}$ valor característico da ação variável acompanhante ;

$\psi_{2,i}$ coeficiente para determinar o valor quase-permanente de uma ação variável.

Os efeitos de inércia da ação sísmica de cálculo refletem as massas associadas a todas as forças gravíticas e devem ser determinadas pela expressão (4-19) em que o coeficiente parcial relativo à ação variável, ψ_2 , está indicado no Anexo A1 da NP EN 1990, 2009 com os valores apresentados no quadro 4-4.

Quadro 4-6: Coeficientes recomendados para os coeficientes ψ para edifícios

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas em edifícios (NP EN 1991-1-1, 2009)			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \times Q_{k,i} \quad (4-19)$$

com:

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

O valor do coeficiente de combinação da ação variável, $\psi_{E,i}$, a utilizar no cálculo dos esforços sísmicos, ver quadro 4-5, considera a possibilidade de as ações variáveis não estarem presentes em toda a estrutura durante o sismo e deve ser determinado pela expressão seguinte:

$$\psi_{E,i} = \varphi \times \psi_{2,i} \quad (4-20)$$

Quadro 4-7: Valores de φ para ψ_{Ei}

Tipo de ação variável	Piso	φ
Categorias A - C	Cobertura	1,0
	Pisos com ocupação correlacionada	0,8
	Pisos com ocupação independente	0,5
Categorias D – F e arquivos		1,0

5. Projeto de edifícios

A secção 4 do EC8 engloba um conjunto de regras para projeto sismo-resistente dos edifícios tais como as características próprias deste tipo de edifícios, a análise estrutural e a verificação da segurança.

Uma das fases num determinado projeto de estruturas é a conceção estrutural e o EC8 no seu artigo 4.2 indica um conjunto de princípios que orientam essa conceção: simplicidade, uniformidade, simetria, redundância, resistência e rigidez nas duas direções, resistência e rigidez à torção, pisos rígidos e fundações adequadas. Seguidamente cada característica é analisada com maior pormenor.

- i. simplicidade estrutural, caracterizada pela existência de um caminho de cargas claro e direto de transmissão das forças de inércia induzidas pelos sismos. A previsão do comportamento sísmico de estruturas simples é muito mais fiável;
- ii. uniformidade, simetria e redundância da estrutura, esta regra promove a distribuição regular em planta e em altura dos elementos estruturais, uma estrutura com rigidez e massa uniformes elimina excentricidades logo efeitos de torção. Também tem por princípio conceber uma estrutura hiperestática assim, maior será o número de ligações a plastificar até ao colapso reduzindo-se assim a probabilidade do mesmo ocorrer. Segundo (Lopes, 2008), nos edifícios com alguma robustez devem existir pelo menos 4 pórticos em cada direção.
- iii. resistência e rigidez nas duas direções, o movimento sísmico horizontal é um fenómeno bidirecional, logo uma estrutura deve possuir resistência às ações horizontais em qualquer direção, assim sendo, os elementos estruturais devem formar um malha

ortogonal em que as características de resistência e rigidez sejam semelhantes nas duas direções principais. A rigidez da estrutura deve minimizar os esforços sísmicos, limitar os deslocamentos que provocam danos excessivos ou instabilidade devida aos efeitos de segunda ordem.

- iv. resistência e rigidez à torção, para além da resistência e rigidez lateral que deve ter uma estrutura como visto anteriormente, as estruturas dos edifícios devem possuir adequada resistência e rigidez à torção para eliminar os movimentos de torção. Desta forma é favorável distribuir os elementos de contraventamento pela periferia do edifício.
- v. pisos rígidos, os elementos horizontais como pavimentos e cobertura são importantes no comportamento sísmico do edifício, nomeadamente nos sistemas mistos pelas desiguais deformações dos elementos verticais e em disposições não uniformes dos mesmos elementos, pois recebem e transmitem as forças de inércia dos elementos estruturais verticais e solidarizam toda a estrutura. Devem possuir rigidez e resistência no plano com ligações eficazes aos elementos verticais.
- vi. fundações adequadas, a escolha do tipo de fundação é fundamental para garantir que todo o edifício é submetido a uma agitação sísmica uniforme garantindo uma boa resposta sísmica da estrutura além disso, a possível necessidade de reparação deste tipo de elementos é de extrema complexidade.

5.1 Elementos estruturais secundários

Os elementos estruturais num edifício pilares e/ou vigas, de acordo com o artigo 4.2.2 do EC8, são classificados como elementos sísmicos primários ou secundários consoante façam parte ou não do sistema resistente às ações sísmicas. Existem limitações regulamentares que os elementos sísmicos secundários devem cumprir:

- i. a sua escolha não deve adulterar a classificação quanto à regularidade da estrutura e;
- ii. a rigidez lateral deles não deve ser superior a 15% da dos elementos sísmicos primários.

Nos elementos sísmicos secundários despreza-se a resistência e a rigidez às forças sísmicas. As disposições de projeto e construtivas que os elementos secundários devem seguir constam no artigo 5.7 do EC8. Estes devem ser dimensionados tendo em consideração os efeitos $P-\Delta$ segundo a expressão (5-38), para possuírem capacidade de resistir as forças gravíticas na situação de projeto sísmica quando submetidos aos deslocamentos impostos pela restante estrutura. A determinação das deformações deve seguir a expressão (5-33). O modelo a seguir passa por analisar a estrutura na situação de projeto sísmica em que se despreza a contribuição

dos elementos sísmicos secundários para a rigidez lateral, como visto anteriormente, e os elementos sísmicos primários são modelados considerando a rigidez fendilhada.

5.2 Regularidade estrutural

A estrutura de cada unidade dinamicamente independente, ou seja, de cada edifício, é classificada em regular e não regular de acordo com o artigo 4.2.3 do EC8. Esta classificação na análise estrutural de edifícios sujeitos ao efeito de uma ação sísmica impõe várias opções no que se refere à modelação estrutural (modelos planos ou tridimensionais), aos métodos de análise (estático ou dinâmico) assim como ao coeficiente de comportamento. As diferentes alternativas apresentam-se no Quadro 5-1.

Quadro 5-1: Regularidade estrutural *versus* análise e cálculo sísmico

Regularidade		Simplificações admitidas		Coefficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	(em análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força lateral (estático)	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal (dinâmico)	Valor reduzido em 20%
Não	Sim	Espacial	Força lateral (estático)	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal (dinâmico)	Valor reduzido em 20%

Do Quadro 5-1 conclui-se que a regularidade em planta influencia a escolha do modelo estrutural, do mesmo modo, a regularidade em altura tem efeito na escolha do método de análise e na redução do valor do coeficiente de comportamento em estruturas que não verifiquem a condição de regularidade em altura.

Num modelo plano a análise por forças laterais pode ser utilizada se for satisfeita a condição da expressão (5-9). Do mesmo modo num modelo espacial por forças laterais, a mesma condição deve ser cumprida se for possível efetuar uma análise utilizando dois modelos planos para cada direção principal como descrito na secção 5.4.

5.2.1 Regularidade em planta

Num edifício classificado como regular em planta a análise estrutural é feita com modelos planos. Como os efeitos da rotação em torno de um eixo vertical não são analisados diretamente, o EC8 impõem condicionalismos, referidos seguidamente, para que se possam utilizar modelos simplificados de análise e estes efeitos sejam controlados pela distribuição de massa e rigidez, (Lopes, 2008). A figura 5-1 mostra o colapso de uma estrutura irregular com planta.



Figura 5-1: Colapso de edifício irregular em planta (Carvalho, 2008)

Um edifício para que seja classificado como regular em planta deve satisfazer os seguintes critérios:

- i. a rigidez e a distribuição de massa em planta deve ser aproximadamente simétrica em relação a dois eixos ortogonais. A figura 5-2 mostra o surgimento de forças adicionais em estruturas irregulares em planta. A resposta de um edifício numa situação sísmica quando existe excentricidade entre o centro de massa e o centro de rigidez faz com que este rode em torno do centro de rigidez originando a torção;

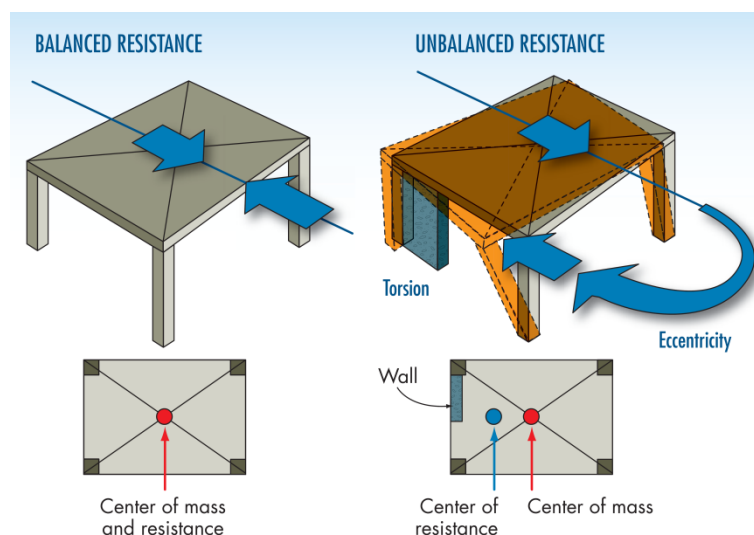


Figura 5-2: Forças de torção (FEMA, 2007)

- ii. cada piso deve ter uma forma compacta, i.e., deve ser delimitado por uma linha convexa. É possível existirem ângulos reentrantes na linha de delimitação se estes não alterarem a rigidez do piso e se cada um deles não for superior a 5% da área do piso, ver Figura 5-3;

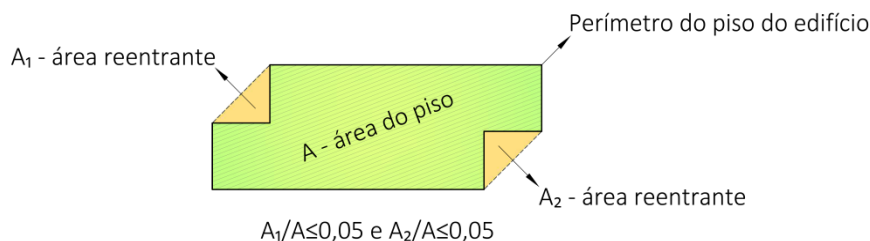


Figura 5-3: Áreas reentrantes numa planta de um piso

- iii. os pavimentos devem possuir uma rigidez suficientemente grande de modo a reduzir a distribuição dos esforços nos elementos verticais. De acordo com o EC8, as formas em planta do tipo L, C, H, I e X devem ser examinadas cuidadosamente. Nas geometrias de edifícios representadas na Figura 5-4, os vários volumes tendem a movimentar-se diferenciadamente e o centro de massa e de rigidez dificilmente coincidem nas possíveis direções da ação sísmica;



Figura 5-4: Formas geométricas em planta (FEMA, 2006c)

- iv. a esbelteza, λ , de um edifício não deve ser superior a 4 sendo avaliada pela expressão seguinte:

$$\lambda = L_{\max} / L_{\min} \quad (5-1)$$

em que

L_{\max} maior dimensão em plana

L_{\min} menor dimensão em plana

- v. nas duas direções de cálculo x e y , e para cada piso a excentricidade adicional e_o e o raio de torção, r , devem satisfazer as seguintes condições: (exemplo para a direção y)

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (5-2)$$

$$r_x \geq l_s \quad (5-3)$$

em que:

e_{ox} distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade na direção x , perpendicular à direção de cálculo considerada;

r_x raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y , $r_x = \sqrt{k_\theta/k_y}$;

l_s raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada do quociente entre o momento polar de inércia da massa, I_{pCM} , em relação ao centro de massa do piso pela massa do piso, M).

$$l_s = \sqrt{\frac{I_{pCM}}{M}} \quad (5-4)$$

Como visto para verificar os critérios de regularidade estrutural em planta, é também necessário determinar o raio de giração da massa do piso l_s . No caso em que a área de piso seja retangular de dimensões l e b e em que a massa esteja uniformemente distribuída o l_s pode ser determinado pela expressão (5-5), (Bisch et al., 2012).

$$l_s = \sqrt{\frac{l^2 + b^2}{12}} \quad (5-5)$$

Rigidez lateral na direção y , k_y , equação (5-5) e torcional equação (5-7).

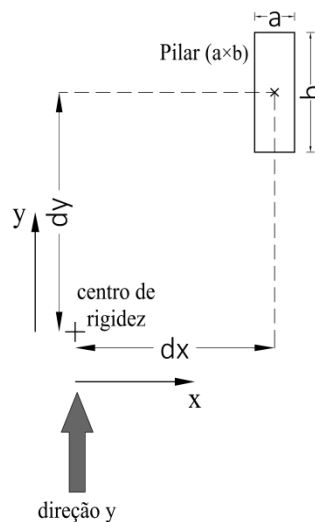


Figura 5-5:Esquema para determinar a rigidez de torção

$$k_y = \sum I_x \quad (5-6)$$

$$k_\theta = \sum x^2 I_x + \sum y^2 I_y \quad (5-7)$$

Em edifícios de um único piso, o centro de rigidez é definido como o centro de rigidez lateral de todos os elementos sísmicos primários. O raio de torção é a raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção global em relação ao centro de rigidez lateral e a rigidez global numa direção.

Nos edifícios com vários pisos o centro de rigidez e raio de torção pode ser definido aproximadamente. A regularidade em planta e os efeitos de torção podem ser estimados simplificadaamente quando cumpridas as seguintes condições:

- a) todos os sistemas resistentes a ações laterais, núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício;
- b) as deformações do sistema estrutural devido às cargas horizontais não são muito diferentes, nos sistemas mistos esta condição não se observa.

Se as duas condições anteriores forem satisfeitas de acordo com o EC8 pode-se aplicar as definições estabelecidas para edifícios de um único piso.

Nos sistemas com deformações por flexão, tipo pórticos ou paredes esbeltas, o raio de torção e o centro de rigidez de todos os pisos pode ser determinado pelos momentos de inércia das secções transversais dos elementos verticais ou pelo momento de inércia equivalente de secção se existirem também deformações por esforço transversal.

5.2.2 Regularidade em altura

A verificação da regularidade de um edifício em altura pretende, para cada direção principal, controlar pelo primeiro modo de vibração o comportamento do edifício nessa direção, (Lopes, 2008). A figura 5-6 mostra o colapso de uma estrutura irregular em altura.



Figura 5-6: Colapso de edifício irregular em altura (Carvalho, 2008)

Para um edifício ser classificado como regular em altura deve satisfazer todas as condições seguintes:

- i. os sistemas resistentes às ações laterais, núcleos, paredes estruturais ou pórticos, têm continuidade, desde a fundação até ao topo do edifício;
- ii. a massa e a rigidez não apresentam grandes alterações ou permanecem constantes em cada piso e em altura;
- iii. possíveis recuos no edifício devem seguir as seguintes condições adicionais:

a. recuos sucessivos com simetria axial devem ser inferiores a 20% da dimensão em planta do piso inferior na direção do recuo, ver Figura 5-7;

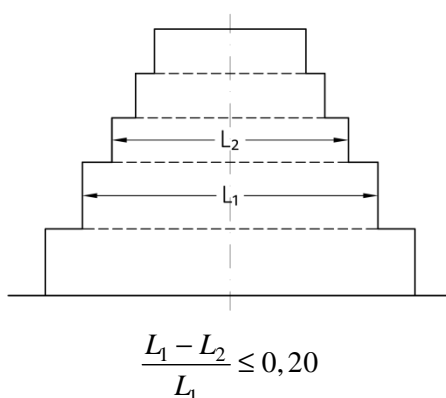


Figura 5-7: Recuos sucessivos simétricos

b. no caso de um único recuo a um nível superior a 15% da altura do edifício, a redução não pode exceder os 20% da mesma dimensão do piso inferior, como se ilustra na Figura 5-8 a);

c. em caso de um recuo único a um nível inferior a 15% da altura do edifício, a redução não pode exceder os 50% da mesma dimensão do piso inferior, como mostra a Figura 5-8 b). Para este caso os elementos estruturais da zona inferior localizados no interior da projeção vertical dos pisos superiores deverão ser dimensionados para resistir a pelo menos 75% da força horizontal que atuaria se o edifício fosse analisado sem o alargamento dos pisos inferiores.

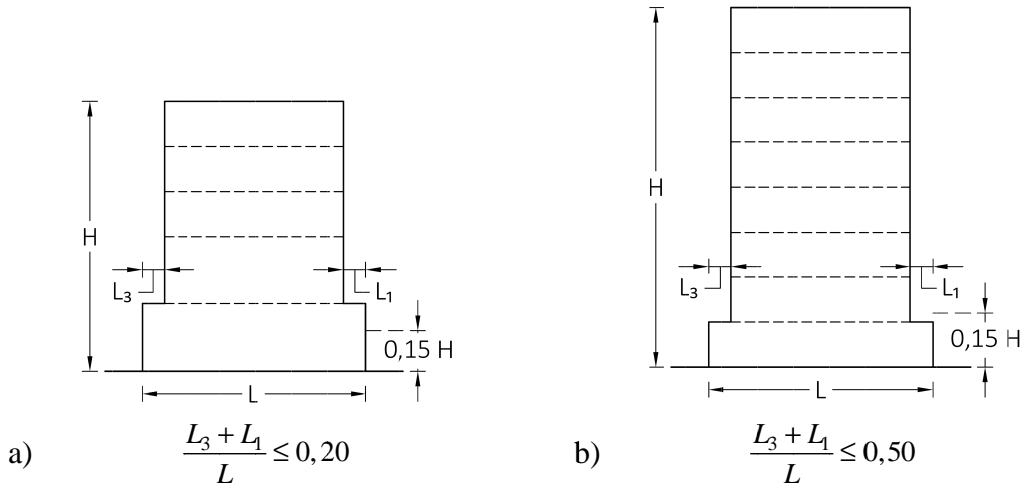


Figura 5-8: Recuo único dependendo da altura

d. na situação com recuos assimétricos sucessivos, a soma de todos os recuos não deve ser superior a 30% da dimensão do piso da base e cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão do piso inferior, ver Figura 5-9.

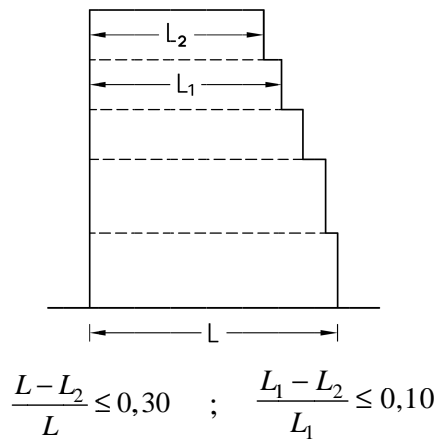


Figura 5-9: Recuos sucessivos assimétricos

A Figura 5-10 mostra alguns exemplos de estruturas irregulares em altura.











vertical conditions	resulting failure patterns	performance	code remedies
		V1 Stiffness Irregularity: Soft Story Common collapse mechanism. Death and much damage in Northridge earthquake.	Modal Analysis, +65 feet high in SCD D,E,F. Extreme case not permitted in seismic use groups E and F.
		V2 Weight/Mass Irregularity Collapse mechanism in extreme circumstances.	Modal Analysis, +65 foot high in SDC D,E,F.
		V3 Vertical Geometric Irregularity Localized structural damage.	Modal Analysis, +65 foot high in SDC D,E,F.
		V4 In-Plane Irregularity in Vertical Lateral Force System Localized structural damage.	Model Analysis, +65 foot high is SDC D, E, F. 25% increase to diaphragm connection design force. Supporting members designed for increased forces.
		V5 Capacity Discontinuity: Weak Story Collapse mechanism in extreme circumstances	Modal Analysis, +65 foot high in SDC D,E,F.

Figura 5-10: Irregularidades em altura (FEMA, 2006c)

5.3 Classe de Importância e Coeficiente de Importância

O artigo 4.2.5 do EC8 descreve as classes e os coeficientes de importância dos edifícios. A classificação dos edifícios tem por base diferenciar as estruturas devido à desigual importância que apresentam. Deste modo, os edifícios são classificados em 4 classes de importância, Quadro 5-2, e cada classe de importância tem associado um coeficiente de importância, Quadro 5-5, de definição Nacional. Os edifícios que englobem instalações ou matérias perigosas devem ser utilizados os critérios específicos para determinar o coeficiente de importância.

O coeficiente de importância é um parâmetro determinado a nível nacional, como visto na secção 3.2 este parâmetro está associado à classe de importância dos edifícios, ao nível de fiabilidade que é função das consequências do colapso.

O coeficiente de importância dos edifícios pertencentes à classe de importância II tem o valor de 1,0, por definição (artigo 4.2.5 (5) EC8) e está associado a um sismo com um período de retorno de referência (475 anos).

Quadro 5-2: Classe de importância para os edifícios

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, e.g., edifícios agrícolas;
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias;
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, e.g., escolas, salas de reunião, instituições culturais;
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, e.g., hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas.

Os valores de γ_I recomendados para as diversas classes de importância, ver nota do artigo 4.2.5 (5) do EC8, são respetivamente:

Quadro 5-3: Valores de γ_I recomendados EC8

Classe de importância	Coefficiente de importância
I	0,8
II	1,0
II	1,2
IV	1,4

O EC8 indica a expressão (5-8), nota do artigo 2.1(4) EC8, para determinar o coeficiente de importância que multiplicado pela ação sísmica de referência permite obter a ação sísmica com a probabilidade de excedência em determinado período de tempo.

$$\gamma_I \sim \left(\frac{T_{LR}}{T_L} \right)^{\frac{1}{k}} \quad (5-8)$$

com:

T_{LR} período de retorno de referência (475 anos);

T_L período de retorno;

k fator que depende da sismicidade, em geral da ordem 3 (ver nota do artigo 2.1(4) EC8).

Da expressão (5-8) e para os valores do coeficiente de importância recomendados no EC8, ver Quadro 5-3, obtém-se o período de retorno para as várias classes de importância.

$$0,8 \sim \left(\frac{475}{T_L} \right)^{\frac{1}{3}} \leftrightarrow T_L \sim 243 \text{ anos} \quad 1,0 \sim \left(\frac{475}{T_L} \right)^{\frac{1}{3}} \leftrightarrow T_L \sim 475 \text{ anos}$$

$$1,2 \sim \left(\frac{475}{T_L}\right)^{\frac{1}{3}} \leftrightarrow T_L \sim 821 \text{ anos} \quad 1,4 \sim \left(\frac{475}{T_L}\right)^{\frac{1}{3}} \leftrightarrow T_L \sim 1303 \text{ anos}$$

Os coeficientes de importância adotados para Portugal determinados com a metodologia apresentada no EC8, para o período de retorno referente a cada classe de importância dos edifícios e para os valores de k decorrentes de estudos de perigosidade sísmica que dependem da sismicidade de cada região, ver quadro 5-4.

Quadro 5-4: Valores de k para a sismicidade de Portugal

Ação sísmica	Região	Valor de k
Tipo 1	Continente	1,5
Tipo 2	Continente	2,5
	Açores	3,6

Para os períodos de retorno das várias classes de importância e para os fatores k aplicáveis a Portugal obtêm-se os valores dos coeficientes de importância como se mostra na Figura 5-11.

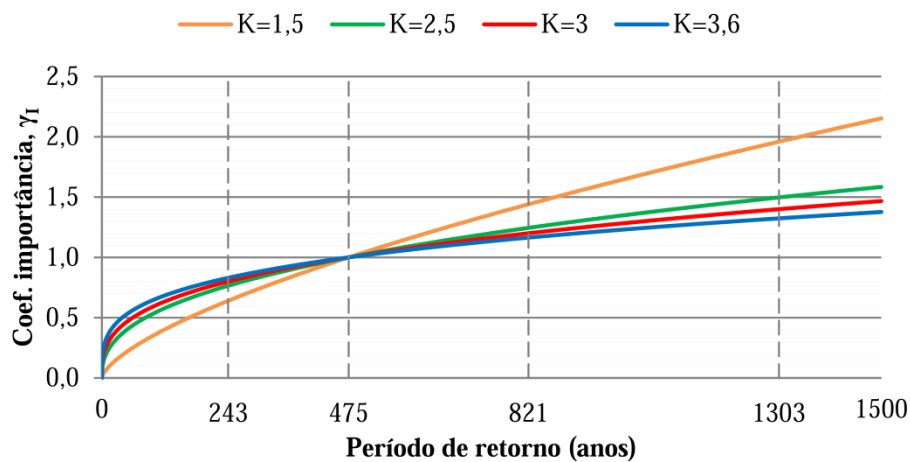


Figura 5-11: Coeficientes de importância

Para exemplificar a determinação dos valores dos coeficientes de importância, determinou-se pela expressão (5-8) o γ_I para uma região com $k = 2,5$ e para um período de retorno de 1303 anos, ver Quadro 5-5.

$$\gamma_I \approx \left(\frac{475}{1303}\right)^{\frac{1}{2,5}} \leftrightarrow \gamma_I \approx 1,50$$

Quadro 5-5: Coeficientes de importância para Portugal (Carvalho, 2009)

Classe de importância	Período de retorno	Ação sísmica	Ação sísmica Tipo 2	
		Tipo 1	Continente	Açores
		$k = 1,5$	$k = 2,5$	$k = 3,6$
I	243	0,65	0,75	0,85
II	475	1,00	1,00	1,00
III	821	1,45	1,25	1,15
IV	1303	1,95	1,50	1,35

5.4 Modelos e métodos de análise estrutural

A análise estrutural é tudo o que a mesma engloba encontra-se na secção 4.3 do EC8. As estruturas são constituídas por sistemas que resistem às ações verticais e laterais ligados por diafragmas horizontais conferindo a solidarização desses elementos. Quando os diafragmas são rígidos no seu próprio plano, as massas e os momentos de inércia por piso poderão ser concentrados no centro de gravidade.

A garantia de segurança de uma estrutura passa por determinar os efeitos das ações sobre a mesma e dimensioná-la para resistir a essas ações. Como visto na secção 5.2, o modelo e a análise estrutural adotados para o estudo sísmico resistente depende da regularidade da estrutura. O modelo do edifício deve apresentar adequada distribuição de rigidez e massa. As zonas de ligação com maior concentração de tensões podem influenciar a resposta da estrutura e devem ser consideradas nos modelos de análise.

O modelo da estrutura deve ter em conta o efeito da fendilhação dos elementos resistentes, correspondendo ao início da cedência das armaduras, esse facto pode ser considerado admitindo que as propriedades de rigidez elástica de flexão e de esforço transversal corresponde a metade da rigidez do elementos não fendilhados.

A análise estrutural pode ser realizada recorrendo a métodos lineares e não lineares, o EC8 enuncia os seguintes métodos de análise, ver Figura 5-12.

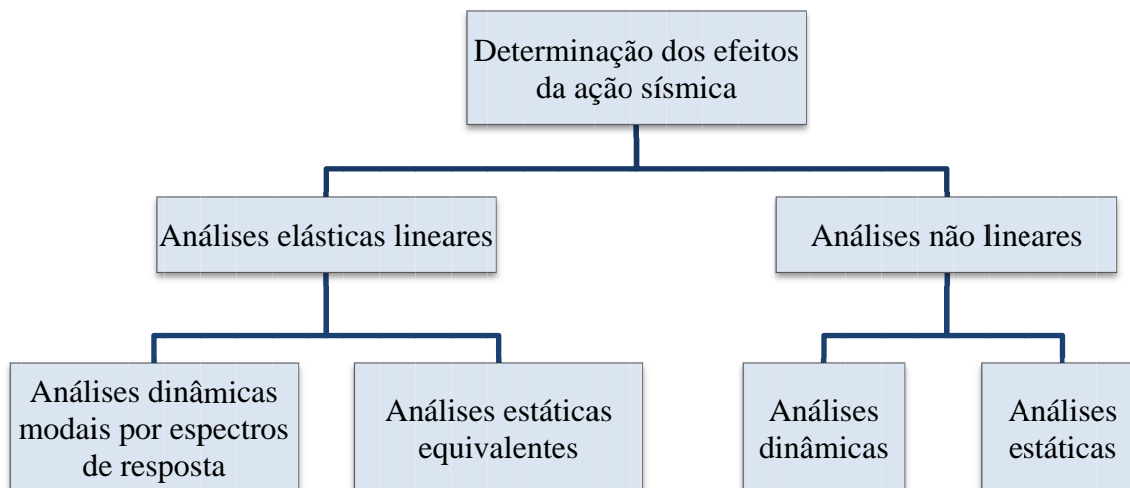


Figura 5-12: Determinação dos efeitos da ação sísmica

Segundo o EC8, a análise modal por espectro de resposta utilizando um modelo elástico linear da estrutura com um espectro de cálculo, é o método de referência para determinar os efeitos sísmicos.

Em edifícios regulares em altura, poderá efetuar-se uma análise elástica linear, na determinação dos efeitos sísmicos utilizando dois modelos planos para cada direção principal. Nos edifícios que não cumpram os critérios de regularidade em altura o EC8 permite realizar a mesma análise em edifícios que tenham o valor do coeficiente de importância $\gamma_I \leq 1,0$ e desde que se cumpram os seguintes critérios:

- i. as paredes de fachada e de compartimentação no edifício devem estar bem distribuídas e possuir características de rigidez adequadas;
- ii. edifício com altura não superior a 10 m;
- iii. a rigidez os elementos horizontais, pisos e cobertura, deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais (comportamento rígido dos diafragmas);
- iv. o centro de rigidez e de massa devem estar tanto quanto possível numa linha vertical e para as duas direções horizontais de análise satisfazer as seguintes condições:

$$r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2, \quad r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2, \quad \text{com } l_s, r_x, r_y, e_x, e_y \text{ definidos na secção 5.2.1.}$$

Nos edifícios que sejam satisfeitas as condições anteriores com exceção da condição (iv), a análise elástica linear pode ser utilizadas para cada direção principal, sendo neste caso todos os esforços resultantes majorados em 1,25. Sempre que não sejam cumpridas as condições os edifícios deverão ser analisados utilizando um modelo espacial.

5.4.1 Análise estática linear por forças laterais

Este método de análise, descrito no artigo 4.3.3.2 do EC8, é aplicável aos edifícios cuja resposta não é afetada significativamente pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados.

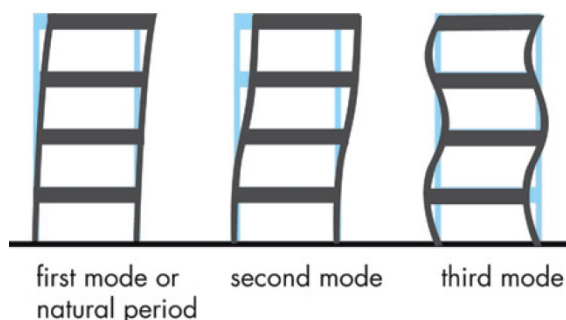


Figura 5-13: Modos de vibração (FEMA, 2006c)

Esta exigência é satisfeita quando simultaneamente as seguintes condições são verificadas:

O período de vibração fundamental, T_1 , em cada uma das duas direções principais seja inferior ao valor mínimo definido na condição (5-9) e a estrutura cumpra os critérios de regularidade em altura referidos na secção 5.2.1. A Figura 5-14 mostra a relação altura da estrutura com o período.

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0s \end{cases} \quad (5-9)$$

com:

T_C definido na secção 4.2

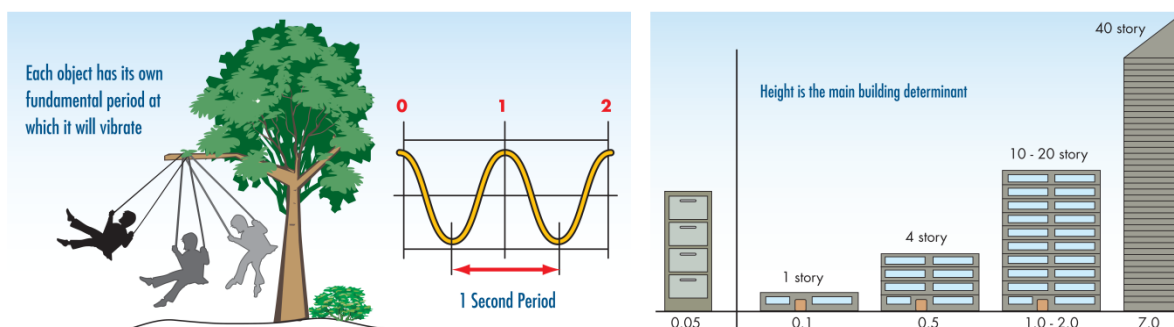


Figura 5-14: Período fundamental e valores aproximados do período (s) de edifícios em função da altura (FEMA, 2007)

O primeiro modo de vibração, ou período fundamental do edifício, corresponde ao modo com menor frequência, i.e. ao tempo (em s) necessário para se completar um ciclo, o valor inverso

do período é a frequência (em Hertz, ou ciclos por segundo). O período dos edifícios depende do sistema estrutural, dos materiais e da geometria.

A limitação do período fundamental do edifício prende-se pela necessidade de impedir que a aceleração espectral para o primeiro modo de vibração seja muito inferior às de modos superiores. Quanto à regularidade em altura passa por controlar nas várias direções a pouca influência do comportamento dinâmico em modos superiores, (Lopes, 2008).

A determinação da força de corte sísmica na base F_b , ou força de corte basal, para cada direção horizontal em que o edifício é analisado segue a seguinte expressão:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (5-10)$$

em que:

$S_d(T_1)$ ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 ;

T_1 período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada;

m massa total do edifício acima da fundação ou acima de uma cave rígida;

λ fator de correção; $\lambda = 0,85$ se $T_1 \leq 2T_C$ e o edifício com mais de dois pisos, ou $\lambda = 1,0$ nos outros casos.

O período fundamental do edifício pode ser determinado com recurso a expressões baseadas nos métodos clássicos da dinâmica das estruturas como é o caso do método de Rayleigh ou através das expressões do EC8.

O método de Rayleigh, considera o edifício empurrado por forças, correspondentes à massa de cada piso i , para a combinação quase permanente da ação sísmica, ver secção 4.2.3 e pelo deslocamento provocado na estrutura por essas forças pela expressão seguinte:

$$f = \frac{w}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g \sum_i F_i \cdot d_i}{\sum_i F_i \cdot d_i^2}} \quad (5-11)$$

em que:

f frequência própria fundamental do edifício;

g aceleração de gravidade;

F_i força cuja intensidade é igual ao peso da massa i ;

d_i deslocamento provocado na estrutura pela forças F_i atuando simultaneamente na direção em relação à qual se está a determinar a frequência própria.

O período, T_1 (s), poderá de forma aproximada ser determinado pela expressão (5-12) em edifícios com altura até 40 m.

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (5-12)$$

em que:

- C_t 0,085 pórticos espaciais metálicos;
- 0,075 pórticos espaciais de betão e pórticos metálicos com contraventamentos excêntricos;
- 0,050 outras estruturas;
- H altura do edifício (m) acima da fundação ou acima de uma cave rígida.

Num sistema estrutural de paredes de betão ou em alvenaria, o valor de C_t na expressão (5-12) é:

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (5-13)$$

com:

$$A_c = \sum \left[A_i \cdot \left(0,2 + (l_{wi}/H)^2 \right) \right] \quad (5-14)$$

e

- A_c área (m^2) total efetiva das paredes no primeiro piso;
- A_i área (m^2) da secção transversal das paredes i na direção considerada no primeiro piso;
- H como indicado na equação (5-12);
- l_{wi} comprimento (m) da parede i no primeiro piso na direção paralela às forças aplicadas, mas $l_{wi}/H \leq 0,90$

O valor de T_1 , em alternativa ao demonstrado anteriormente poderá ser estimado pela seguinte expressão:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (5-15)$$

com:

- d deslocamento (m) elástico lateral no topo do edifício pela aplicação lateral das forças gravíticas.

Obtida a força de corte sísmica na base para cada direção pela equação (5-10) determinam-se as forças horizontais equivalentes que são distribuídas pelos vários pisos, admitindo-os rígidos nos seu plano, recorrendo a duas situações distintas:

- i. a força horizontal equivalente atuante no piso i deve ser determinada pela expressão (5-16). O conjunto de forças deve ser aplicado nos dois modelos planos de modo a obter os esforços sísmicos.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (5-16)$$

em que:

F_i força horizontal atuante no piso i ;

F_b força de corte sísmica na base obtida pela expressão (5-10);

s_i, s_j deslocamentos das massas m_i e m_j no modo de vibração fundamental;

m_i, m_j massas dos pisos, calculadas de acordo a secção 4.2.3.

- ii. se o modo de vibração fundamental é determinado aproximadamente, admitindo que os deslocamentos horizontais crescem linearmente ao longo da altura do edifício, as forças horizontais, F_i , são determinadas pela expressão (5-17).

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (5-17)$$

com:

z_i, z_j altura das massas m_i e m_j acima do nível de aplicação da ação sísmica (fundação ou nível superior de uma cave rígida).

5.4.2 Análise modal por espectro de resposta

A análise modal por espectro de resposta, descrita no artigo 4.3.3.3 do EC8, deve ser utilizada nos edifícios em que o método de análise por forças laterais não possa ser aplicado por não cumprir a condição (5-9).

A determinação dos efeitos da ação sísmica deve considerar as respostas de todos os modos de vibração que contribuem significativamente para a resposta global da estrutura. O EC8 considera este requisito satisfeito se for cumprida uma das seguintes condições que no caso de se utilizar um modelo espacial deve ser verificado para cada direção considerada:

- i. a massa total efetiva para os modos considerados representa pelo menos 90% da massa total do edifício;
- ii. são considerados todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total.

A força de corte na base segundo a direção que atua a ação sísmica é expressa por:

$$F_{bk} = S_d(T_k) m_k \quad (5-18)$$

em que:

F_{bk} força de corte na base na direção da ação sísmica;

$S_d(T_k)$ espectro de cálculo para o período T_k ;

m_k massa modal efetiva correspondente ao modo k .

Numa direção e para todos os modos de vibração a condição 5-19 é satisfeita:

$$\sum m_k = \text{massa da estrutura} \quad (5-19)$$

Nos edifícios em que a contribuição dos modos de torção seja significativa, o número mínimo de modos a verificar no modelo espacial deve satisfazer as inequações (5-20) e (5-21):

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (5-20)$$

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (5-21)$$

onde:

k número de modos considerados;

n número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida;

T_k período de vibração do modo k .

As respostas de dois modos de vibração i e j poderão ser considerados independentes se os períodos T_i e T_j satisfizerem a inequação 5-22:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (5-22)$$

com $(T_j \leq T_i)$.

A resposta estrutural deve ser avaliada separadamente e combinada com a seguinte expressão:

i. combinação quadrática simples:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (5-23)$$

com E_E sendo o efeito considerado da ação (força, deslocamento) e E_{Ei} o valor do efeitos da ação sísmica devido ao modo de vibração i . Se a expressão (5-22) não se verificar deve-se adotar a “Combinação Quadrática Completa”.

5.4.3 Métodos não lineares

No seguimento dos métodos de análise para determinar os efeitos da ação sísmica temos os métodos não lineares descritos no artigo 4.3.3.4 do EC8. Neste trabalho este tipo de metodologia não é abordada logo não será alvo de análise contudo, fica uma pequena citação do estipulado em âmbito Nacional.

Os métodos de análise não lineares são: a análise *pushover* e análise temporal não linear. A utilização de uma análise não linear deve ser devidamente fundamentada quanto à ação sísmica, ao modelo constitutivo, à interpretação de resultados e aos requisitos a satisfazer. No âmbito Nacional, este tipo de análise é permitida em edifícios sem isolamento de base desde que se cumpram as seguintes condições do EC8:

- o dimensionamento não poderá resultar numa resistência horizontal global ao nível da base inferior a 75% da correspondente resistência que resultaria da aplicação do método de referência;
- o projeto deve ser devidamente fundamentado e merecer aprovação de uma entidade independente revisora do projeto.

5.5 Efeitos de torção

Nas estruturas existem fatores difíceis de quantificar tais como a incerteza na localização das massas do edifício e na variação espacial do movimento sísmico. O EC8 no artigo 4.3.2, 4.3.3.2.4 e 4.3.3.3.3, aborda as metodologias necessárias para tal. Para ter em conta este tipo de incertezas o centro de massa de cada piso i deve ser deslocado relativo à sua posição nominal de uma excentricidade, e_{ai} , definida pela expressão 5-23.

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (5-24)$$

em que:

e_{ai} excentricidade accidental, aplicada na mesma direção em todos os pisos;

L_i dimensão do piso na direção perpendicular à ação sísmica.

Se o método de análise for um modelo espacial tridimensional os efeitos accidentais de torção podem ser determinados considerando a atuação de um momento torsor ao nível dos pisos, M_{ai} , equação (5-24), com o mesmo sentido em todos os pisos

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (5-25)$$

em que:

M_{ai} momento torsor ampliado;

e_{ai} excentricidade accidental, definido na equação (5-24);

F_i força horizontal atuando em cada piso.

Uma alternativa à metodologia abordada anteriormente para determinar os efeitos accidentais de torção em estruturas cuja massa e rigidez tenha uma distribuição uniforme ou quase uniforme, poderão ser considerados esses efeitos multiplicando os esforços de cada elementos resistente pelo coeficiente δ , equação 5-25.

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (5-26)$$

em que:

x distância do elemento ao centro de gravidade do edifício, medida perpendicular à direção da ação sísmica considerada;

L_e distância ente os dois elementos de contraventamento mais afastados, medida perpendicular à direção da ação sísmica considerada.

Na utilização de dois modelos planos, para cada direção horizontal principal, numa análise elástica linear os efeitos de torção podem ser determinados pela expressão 5-26:

$$\delta = 1 + 1,2 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (5-27)$$

5.6 Combinação dos efeitos da ação sísmica

A combinação dos efeitos da ação sísmica para as componentes horizontais está descrita no artigo 4.3.3.5.1 EC8. As componentes ortogonais da ação sísmica horizontal devem ser consideradas de um modo geral atuando simultaneamente. Este efeito traduz-se na utilização de uma combinação que pode ser considerada como se segue:

Os esforços resultantes da componente horizontal podem ser calculados utilizando as duas combinações seguintes com o sinal de cada componente mais desfavorável.

ii. combinação linear:

$$E_{Edx} \text{ "+" } 0,30E_{Edy} \quad (5-28)$$

$$0,30E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy} \quad (5-29)$$

em que:

"+" significa "a combinar com";

E_{Edx} esforços da ação sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

E_{Edy} esforços da mesma ação sísmica segundo o eixo horizontal y da estrutura.

O sinal de cada componente a considerar nas combinações anteriores deve ser o mais desfavorável para o efeito em causa.

Nos edifícios regulares em altura em que, nas duas direções horizontais principais, os únicos elementos sísmicos primários sejam paredes ou sistemas independentes de contraventamento admite-se que a ação sísmica atua separadamente, não recorrendo à combinação dos efeitos.

Quando as componentes horizontais e verticais da ação sísmica sejam importantes, poderá recorrer-se às seguintes combinações para o cálculo dos esforços.

$$E_{Edx} \text{ "+" } 0,30E_{Edy} \text{ "+" } 0,30E_{Edz} \quad (5-30)$$

$$0,30E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy} \text{ "+" } 0,30E_{Edz} \quad (5-31)$$

$$0,30E_{Edx} \text{ "+" } 0,30E_{Edy} \text{ "+" } E_{Edz} \quad (5-32)$$

onde:

E_{Edz} esforços da componente vertical da ação sísmica de cálculo

A componente vertical da ação sísmica pode ser desprezada no caso de uma análise estática não linear (*pushover*).

5.7 Cálculo dos deslocamentos

Na análise linear os deslocamentos devidos à ação sísmica de cálculo devem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural através da expressão (5-33). O valor do deslocamento d_e deve considerar os efeitos de torção. O coeficiente de comportamento é analisado na secção 6.3.

$$d_s = q_d d_e \quad (5-33)$$

em que:

d_s deslocamento de um ponto da estrutura;

- d_e deslocamento do mesmo ponto determinado por uma análise linear;
- q_d coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a q salvo indicação em contrário.

Numa análise não linear, tanto estática como dinâmica, os deslocamentos são obtidos diretamente sem modificações.

5.8 Elementos não estruturais

Quando falamos de edifícios e ação sísmica temos de falar dos elementos não estruturais que estão presentes nos edifícios. A secção 4.3.3 do EC8 reúne os aspetos principais que estes elementos devem verificar.

Dos elementos não estruturais fazem parte: equipamentos mecânicos, divisórias, etc. (artigo 4.3.5.1(1) EC8). Estes elementos podem provocar danos no próprio edifício ou pôr em risco as próprias pessoas, desde logo, torna-se fundamental realizar uma verificação dos mesmos bem como dos apoios ou ligações.

Sempre que se verifique que estes elementos são de grande importância ou de natureza perigosa, a sua análise deve basear-se num modelo realista para a situação de projeto sísmica. Os esforços sísmicos poderão ser determinados através da aplicação de uma força horizontal F_a ao elemento não estrutural definida pela expressão (5-35).

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a \quad (5-34)$$

em que:

- F_a força sísmica horizontal, aplicada no centro de gravidade do elemento na direção mais desfavorável;
- W_a peso do elemento;
- S_a coeficiente sísmico aplicável aos elementos não estruturais;
- γ_a coeficiente de importância do elemento;
- q_a coeficiente de comportamento do elemento (Quadro 5-6).

O coeficiente sísmico S_a poderá ser determinado pela seguinte expressão:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[3(1 + z/H) / \left(1 + (1 - T_a/T_1)^2 \right) - 0,5 \right] \geq \alpha \cdot S \quad (5-35)$$

onde:

- α relação entre o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno do tipo A, a_g , e a aceleração devida à gravidade g ;
- S coeficiente de solo;
- T_a período fundamental de vibração do elemento;
- T_1 período fundamental de vibração do edifício na direção relevante;
- z altura do elemento acima do nível de aplicação da ação sísmica (fundação ou nível superior de uma cave rígida);
- H altura do edifício desde a fundação ou desde o nível superior de uma cave rígida.

O coeficiente de importância nos elementos não estruturais pode ser admitido como sendo igual a 1,0 exceto nos seguintes casos que não deve ser inferior a 1,5:

- i. elementos de amarração de máquinas e de equipamentos necessários aos sistemas vitais de segurança;
- ii. tanques e reservatórios contendo substâncias tóxicas ou explosivas consideradas de risco para a segurança pública em geral.

Os coeficientes de comportamento de elementos não estruturais apresentam-se no Quadro 5-6.

Quadro 5-6: Valores máximos de q_a para elementos não estruturais

Tipo de elemento não estrutural	q_a
Parapeitos ou ornamentos em consola	1,0
Sinalizações e painéis publicitários	
Chaminés, mastros e depósitos sobre pilares, com comportamento de consola não contraventada ao longo de mais de metade da sua altura total	
Paredes exteriores e interiores	2,0
Divisórias e fachadas	
Chaminés, mastros e depósitos sobre pilares, com comportamento de consola não contraventada ao longo de menos de metade da sua altura total, ou contraventados ou espiados à estrutura ao nível ou acima do seu centro de gravidade	
Elementos de fixação de armários e estantes apoiados em pavimentos	
Elementos de fixação de tetos falsos e de acessórios de iluminação	

Os enchimentos de alvenaria compreendem as paredes de alvenaria exteriores e interiores não resistentes. Estes elementos podem ter uma influência, no comportamento do edifício sob a ação dos sismos, benéfica como prejudicial, (Appleton, 2013b).

Do mesmo autor, quando as alvenarias se encontram bem confinadas pelos pórticos, apresentam boa distribuição e não se desintegram durante a atividade sísmica, contribuem para uma melhor resposta da estrutura à ação sísmica pois participam na rigidez lateral reduzindo os deslocamentos.

Por outro lado se as alvenarias proporcionarem o efeito contrário nos edifícios tais como uma distribuição irregular ou a desintegração num acontecimento sísmico, podem ter um efeito bastante negativo no comportamento das estruturas pois é favorecido o desenvolvimento de mecanismos de piso flexível e são introduzidos efeitos de torção significativos.

As paredes de alvenaria devem satisfazer o pressuposto inerente à NP EN 1998-1, 2010 da não alteração da localização durante a fase de construção ou durante o período de vida.

A interação dos enchimentos de alvenarias com sistemas estruturais do tipo paredes pode ser desprezada, porém, nos sistemas estruturais do tipo porticado esta interação deve ser tida em conta e os painéis de enchimento devem satisfazer as seguintes condições:

- i. a construção é realizada após a descofragem dos pórticos em betão;
- ii. têm contacto direto com o pórtico, mas não têm ligação estrutural a ele;
- iii. são elementos não estruturais.

Apesar das condições que este tipo de elementos deve satisfazer, uma boa prática passa por impedir a rotura para fora do plano com a introdução de cintas reduzindo o risco de queda da alvenaria.

Os elementos de enchimento devem ser verificados por piso e analisadas as consequências da irregularidade em planta e em altura introduzidas pelos mesmos, as incertezas do comportamento e eventuais consequências da interação com os pórticos deve ser tida em conta.

Em planta as paredes de alvenaria devem estar distribuídas o mais uniforme possível. No caso de irregularidades graves em planta, a análise da estrutura deve ser feita por modelos espaciais nos quais sejam incluídos os enchimentos de alvenaria.

Se na distribuição dos enchimentos de alvenaria em planta suceda uma irregularidade não muito significativa, podem-se considerar essas irregularidades multiplicando por 2,0 os efeitos da excentricidade adicional determinados pelas expressões (5-25) e (5-26).

Em altura as possíveis irregularidades resultantes da alteração dos enchimentos de alvenaria de um ou vários pisos em relação aos outros são tidas em conta com o aumento dos esforços sísmicos dos elementos verticais nos respetivos pisos. Um método simplificado para considerar esta situação passa por amplificar esses esforços com um coeficiente de majoração η definido na expressão (5-36). Para valores de η inferiores a 1,1 esta modificação é desnecessária.

$$\eta = \left(1 + \Delta V_{Rw} / \sum V_{Ed}\right) \leq q \quad (5-36)$$

onde:

- ΔV_{Rw} redução total da resistência das paredes de alvenaria no piso considerado, em relação ao piso com mais enchimentos localizado acima dele;
- V_{Ed} somatório dos esforços transversos de origem sísmica atuando em todos os elementos sísmicos primários verticais do piso considerado.

Nos sistemas estruturais do tipo porticado ou equivalente devem-se tomar medidas para melhorar a integridade e o comportamento dos elementos de enchimento evitando: a rotura frágil, a desintegração prematura assim como o colapso para fora do plano. As medidas adequadas a seguir são:

- i. inserir redes electrossoldadas ligeiras bem amarradas numa face da parede;
- ii. colocar cintas nas juntas de assentamento fixas aos pilares;
- iii. montantes e cintas de betão armado ao longo dos painéis com a espessura total das paredes;
- iv. cintar com lintéis e montantes os bordos de grandes aberturas.

Os painéis de alvenaria com coeficiente de esbelteza, definido como a relação entre o menor comprimento ou altura e a espessura, superior a 15 devem ser analisados cuidadosamente.

5.9 Verificações de segurança

A verificação de segurança na situação sísmica corresponde à verificação do estado limite último e à limitação de danos nos edifícios.

Para os edifícios a não ser que pertençam à categoria de importância IV, ver Quadro 5-2, consideram-se satisfeitos os requisitos dos estados limites se forem cumpridas as seguintes condições:

- i. a força de corte basal da combinação sísmica quando determinada com $q=1,5$ é inferior a outras combinações de ações aplicáveis ao dimensionamento;
- ii. são consideradas as disposições específicas de projeto sísmico-resistente.

5.9.1 Estado limite último

A verificação da segurança ao estado limite último, associado com o requisito de não ocorrência de colapso numa situação sísmica, é satisfeita quando as seguintes condições são cumpridas:

- i. resistência;
- ii. ductilidade;
- iii. equilíbrio;
- iv. estabilidade das fundações;
- v. juntas sísmicas.

Seguidamente analisam-se condição anteriores.

▪ Resistência

Todos os elementos estruturais e ligações devem cumprir com a condição essencial de segurança:

$$E_d \leq R_d \quad (5-37)$$

em que:

E_d valor de cálculo dos esforços;

R_d valor de cálculo da resistência.

Na verificação do estado limite último a condição de resistência deve incluir a verificação dos efeitos de segunda ordem. Nos edifícios, o deslocamento da estrutura provocado pelos sismos em simultaneidade com as ações gravíticas dão origem a esforços e efeitos de 2.^a ordem, designados por efeitos $P-\Delta$. A consideração destes efeitos pode ser dispensada se o valor de θ dado pela equação 5-38 for inferior a 0,1. O valor de θ é,

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad (5-38)$$

em que:

θ coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

P_{tot} carga gravítica total acima do piso considerado;

d_r deslocamento relativo entre pisos obtidos pela diferença entre os valores médios dos deslocamentos d_s dos pisos adjacentes;

V_{tot} força de corte sísmica total no piso considerado;

h altura entre pisos.

Da equação (5-38), o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos deve estar compreendido nos seguintes valores:

$\theta < 0,1$ não é necessário considerar os efeitos de 2.^a ordem;

$0,1 < \theta < 0,2$ avaliação aproximada dos efeitos de 2.^a ordem, com a multiplicação dos esforços sísmicos pelo fator $1/(1 - \theta)$;

$\theta < 0,3$ valor limite.

Para valores de θ superiores ao limite, correspondendo a estruturas muito flexíveis é necessário alterar a conceção, procedendo à regidificação da mesma para respeitar o valor limite. Contudo segundo Lopes, 2008 as estruturas em que $\theta > 0,2$, estruturas excessivamente flexíveis, é desaconselhada a sua conceção.

O valor de cálculo dos efeitos da ação, devido à situação de projeto sísmica, obtidos por um método de análise não linear deve seguir o disposto no artigo 4.4.2.2 (5) do EC8.

A verificação da resistência à fadiga, artigo 4.4.2.2 (6) do EC8, é dispensada na situação de projeto sísmica.

- Diafragmas horizontais

Os diafragmas horizontais devem ter sobre resistência tal capaz de transferir os esforços sísmicos aos sistemas de contraventamento a que estão ligados. Na verificação da resistência destes elementos os esforços obtidos devem ser majorados em $\gamma_d = 1,3$ para modos de rotura frágil (esforço transverso) e em $\gamma_d = 1,1$ para modos de rotura dúctil.

O EC8 no seu artigo 5.10 contém as disposições relativas aos elementos horizontais classificados como diafragmas horizontais. Numa laje pode considerar-se que serve de diafragma se tiver as seguintes características:

- a. laje maciça de betão armado;
- b. espessura mínima de 70 mm;
- c. armada nas duas direções com pelo menos a armadura mínima especificada na NP EN 1992-1-1, 2010.

Num pavimento prefabricado, a lâmina de compressão betonada *in situ*, deve ter as seguintes características:

- d. satisfazer os requisitos das lajes;
- e. possuir rigidez e resistência adequada;
- f. deve ser executada sobre um suporte rugoso limpo ou ligada por conectores.

- Condições de ductilidade global e local

As estruturas no seu todo e as zonas críticas (zonas potenciais de formação de rótulas plásticas) devem ter adequada ductilidade, tendo em conta o aproveitamento da ductilidade expectável, associada ao sistema estrutural escolhido e ao coeficiente de comportamento adotado. A figura 5-14 exemplifica o fenómeno ductilidade.

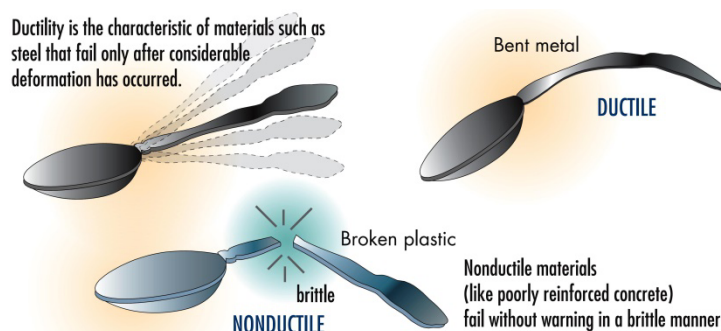


Figura 5-15: Ductilidade (FEMA, 2007)

A ductilidade visa adotar as estruturas face à ação dos sismos com capacidade de deformação evitando modos de rotura frágeis (rotura por esforço transverso), permitindo à estrutura dissipar a energia transmitida pela ação sísmica sem perder a resistência. Os elementos com um comportamento frágil devem ser dimensionados para permanecerem em fase elástica, a partir dos esforços resistentes

Uma estrutura com maior ductilidade tem uma resistência mais elevada a um nível superior de ação sísmica. Na secção 6.5, estão definidas os requisitos que devem satisfazer as estruturas de betão armado.

Nos edifícios de vários pisos a formação de um mecanismo plástico de piso flexível, deve ser evitado, Figura 5-16. Esta exigência é satisfeita nos edifícios, com estrutura porticada ou sistemas equivalentes a pórticos com dois ou mais pisos, se em todos os nós das vigas com os pilares sísmicos principais se verificou inequação (5-39) para ambas as direções e sentidos. O último piso está dispensado de cumprir esta condição.

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (5-39)$$

onde:

$\sum M_{Rc}$ soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó;

$\sum M_{Rb}$ soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó.

Nas estruturas esta condição vai promover a formação de rótulas plásticas nas vigas protegendo os pilares.

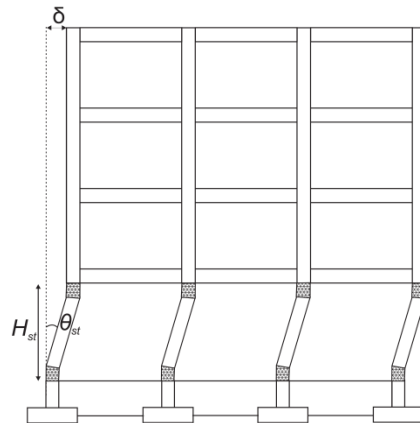


Figura 5-16: Mecanismo de piso flexível (Fardis, 2008)

Existem zonas nas estruturas, pela hierarquia de transferência de cargas, que são propícias a concentração de tensões e devem ser dimensionadas para possuírem capacidade suficiente para dissipar essa energia, designadas zonas dissipativas que são as zonas onde ocorre a formação das rótulas plásticas. Existem mecanismos que devem ser promovidos em detrimento de outros pois conferem às estruturas um maior grau de resistência e descrevem-se seguidamente.

Mecanismo de pilar forte/viga fraca é representado na Figura 5-17 com duas possíveis situações em que a formação de rótulas plásticas nas extremidades das vigas é acompanhada com as rótulas plásticas na base dos pilares ou pela rotação da fundação.

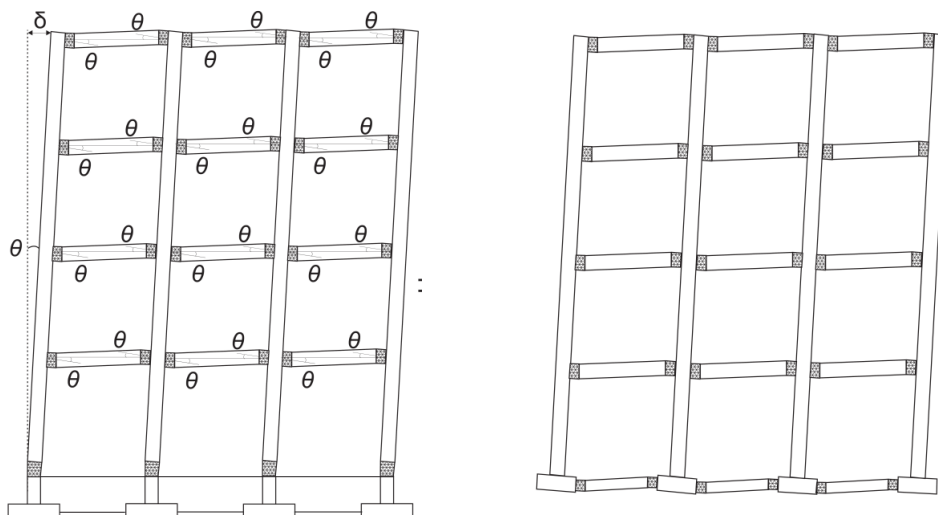


Figura 5-17: Mecanismo pilar forte/viga fraca (Fardis, 2008)

Quando o sistema estrutural é constituído por paredes, a formação de rótulas plásticas deve ser promovida nas extremidades das vigas acompanhadas com as rótulas plásticas na base das paredes e dos pilares ou pela rotação da fundação, Figura 5-18.

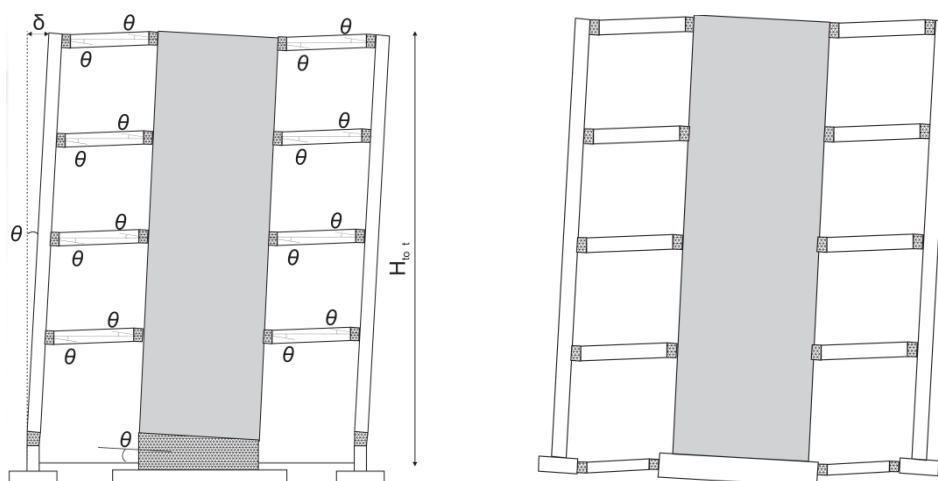


Figura 5-18: Mecanismo parede viga (Fardis, 2008)

Na utilização do modelo de análise estática não linear (pushover), as condições de ductilidade global e local são satisfeitas se:

- i. os elementos frágeis permanecem no domínio elástico;
- ii. os mecanismos plásticos obtidos são satisfatórios e a exigências de ductilidade e deformação não excedem as correspondentes capacidades.

▪ Condições de equilíbrio

A estrutura dos edifícios deve ser estável ao derrube ou deslizamento na situação de projeto sísmica, EN 1990:2002, 6.4.3.4. Em casos especiais tais verificações devem ser realizadas por meio de métodos energéticos ou por métodos geometricamente não lineares.

▪ Resistência de fundações

O sistema de fundações deve cumprir ao disposto na secção 5 do EC8-5 e no EC7-1. Os esforços destes elementos devem ser determinados com base no cálculo pela capacidade real. Os esforços determinados com um coeficiente de comportamento aplicável a estruturas de baixa dissipação, $q \leq 1,5$, não é necessário o cálculo pela capacidade real.

Nas fundações de elementos verticais isolados (pilares ou paredes) os valores de cálculo dos esforços E_{Fd} são determinados de acordo com o EC8 pela expressão 5-40,

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (5-40)$$

com:

$E_{F,G}$ efeito da ação devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação sísmica;

$E_{F,E}$ efeito da ação sísmica na fundação resultante da análise elástica;

γ_{Rd} coeficiente de sobre resistência, considerado igual a 1,0 para $q \leq 3$ ou 1,2 nos restantes casos;

Ω valor de $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ da zona dissipativa ou do elemento i da estrutura que tem a maior influência no efeito E_F considerado;

R_{di} valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento i ;

E_{di} valor de cálculo do efeito da ação na zona ou no elemento i , para a situação de projeto sísmica.

Nas fundações de paredes e pilares isolados Ω corresponde ao valor mínimo de M_{Rd}/M_{Ed} nas duas direções ortogonais principais na base do elemento onde se pode formar a rótula plástica.

Os elementos de fundação comuns a mais que um elemento vertical, os esforços atuantes podem ser determinados de forma simplificada, sem necessidade de realizar o cálculo pela capacidade real, se na expressão (5-40) for utilizado um valor de $\Omega = 1$ e $\gamma_{Rd} = 1,4$.

▪ Condição de junta sísmica

Devido ao deslocamento ocorrido nos edifícios provocado pela ação sísmica, os edifícios devem ser protegidos do entrechoque com outras estruturas contíguas ou entre unidades dinamicamente independentes do mesmo edifício para evitar danos. Existem duas situações de análise, as estruturas pertencerem ou não à mesma propriedade, ver figuras 5-18, 5-19 e 5-20.

Para estruturas englobadas na mesma propriedade, Figura 5-19, a distância entre elas não deve ser inferior ao indicado na equação (5-41).

$$\Delta = \sqrt{d_{s1}^2 + d_{s2}^2} \tag{5-41}$$

em que:

Δ deslocamento;

d_{s1}, d_{s2} deslocamentos horizontais máximos ao mesmo nível dos dois edifícios

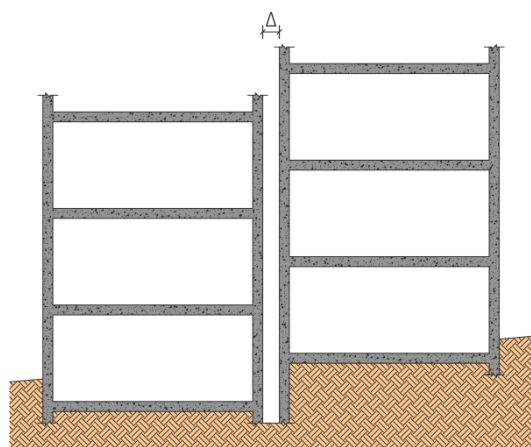


Figura 5-19: Estruturas na mesma propriedade

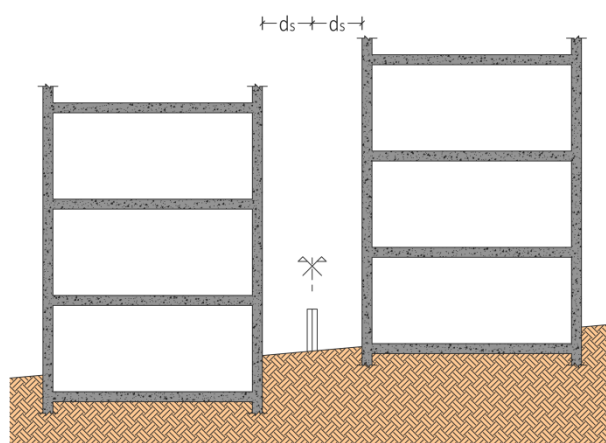


Figura 5-20: Estruturas em propriedades distintas

No caso de edifícios, não pertencentes à mesma propriedade, a distância entre os potenciais pontos de choque e o limite da propriedade não deve ser inferior ao máximo deslocamento da estrutura em análise de acordo com a expressão (5-33), Figura 5-20.

Na verificação dos deslocamentos vistos anteriormente os valores podem ser diminuídos com um fator igual a 0,70, se os pisos das estruturas estiverem ao mesmo nível, Figura 5-21.

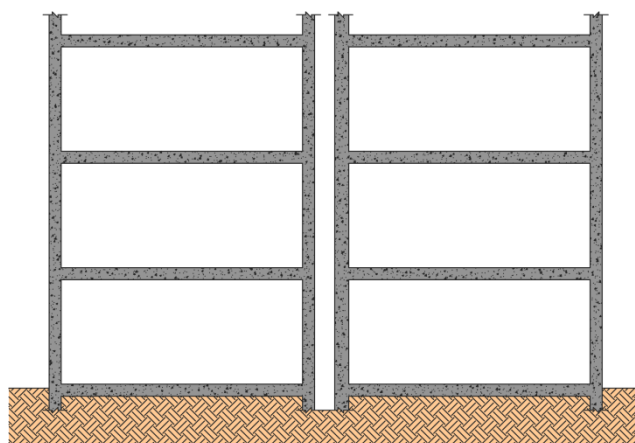


Figura 5-21: Estruturas com pisos ao mesmo nível

Na verificação dos estados limites últimos os materiais, devido às deformações cíclicas, devem prever a degradação da resistência implícita pelos coeficientes parciais para as propriedades dos materiais γ_c e γ_s , ver Quadro 5-7. O EC8, para os coeficientes parciais dos materiais remete-nos para a NP EN 1992-1-1:2004 nas situações de projeto persistente e transitórias.

Quadro 5-7: Coeficientes parciais relativos aos materiais

Situações de projeto	betão (γ_c)	aço de armaduras para betão armado (γ_s)
Persistentes / Transitórias	1,5	1,15

5.9.2 Estado de limitação de danos

A verificação do requisito de limitação de danos, em conformidade com o descrito na secção 3.2, passa por limitar os deslocamentos entre pisos. Se existirem edifícios com grau de importância mais elevado poder-se-á recorrer a verificações adicionais, e.g., limitar os danos em equipamentos sensíveis pelo controle das acelerações induzidas nas ligações à estrutura, (Lopes, 2008),

Os deslocamentos relativos entre pisos, são potenciadores de instabilidade ou danos excessivos, o artigo 4.4.3.2 do EC8 apresenta os limites máximos, nos casos gerais, que se mencionam seguidamente:

- i. para edifícios com elementos não estruturais frágeis fixos à estrutura (e.g., alvenarias de enchimento):

$$d_r \nu \leq 0,005 h \quad (5-42)$$

- ii. para edifícios com elementos não estruturais dúcteis:

$$d_r \nu \leq 0,0075 h \quad (5-43)$$

- iii. para edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com a deformação da estrutura, ou sem elementos não estruturais:

$$d_r \nu \leq 0,010 h \quad (5-44)$$

em que:

d_r valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, definido na expressão (5-38);

h altura entre pisos;

ν coeficiente de redução que considera o menor período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos;

Quadro 5-8: Valores do fator ν (NA-EC8)

Ação sísmica	ν
Tipo 1	0,40
Tipo 2	0,55

6. Edifícios de betão armado

A secção 5 do EC8 engloba as regras específicas para edifícios de betão armado, betonados *in situ* ou prefabricados. No caso de lajes fungiformes que integrem o sistema primário de resistência às ações sísmicas estes elementos não estão completamente cobertos por esta secção. Estas regras são adicionais ao indicado na NP EN 1992-1-1, 2010.

A utilização de lajes fungiformes em edifícios como elementos sísmicos primários não é aconselhada pelo EC8. O EC8 refere que este tipo de sistema estrutural deve ser utilizado com prudência pois o comportamento sísmico não está totalmente estudado considerando-se que estas lajes não têm grande capacidade de dissipação de energia. Contudo, em zonas de baixa sismicidade, admite-se a utilização deste tipo de lajes como elementos sísmicos primários mas apenas em estruturas da classe de ductilidade baixa, DCL, $q = 1,5$ e verificando-se os deslocamentos e a inexistência de efeitos de 2ª ordem significativos.

6.1 Dimensionamento de estruturas

No contexto do EC8 existe alguma terminologia com o significado que na presente dissertação é conveniente mencionar para se compreender alguns conceitos presentes neste estudo.

i. Zona crítica:

Zona de um elemento estrutural onde os esforços (M, N, V, T) são mais desfavoráveis e onde poderão formar-se rótulas plásticas. Nos edifícios de betão estas zonas são zonas dissipativas.

ii. Parede:

Elemento estrutural de secção transversal alongada com uma relação comprimentos/espessura (l_w/b_w) superior a 4.

iii. Parede dúctil:

Parede fixa na sua base de forma que impede a rotação da sua base em relação ao resto do sistema estrutural. É dimensionada e projetada para dissipar a energia na zona de rótula plástica de flexão e não apresenta aberturas imediatamente acima da base.

Os edifícios de betão projetados para resistir aos sismos devem ter capacidade de dissipar energia sem perda de resistência global às ações horizontais e verticais, cumprindo os requisitos definidos em 3.2. Assim sendo, deve ser assegurado o comportamento dúctil da estrutura prevalecendo os modos dúcteis de rotura (por flexão) em detrimento dos modos de rotura frágil (por esforço transversal).

Em zonas de baixa sismicidade os edifícios de betão podem assumir características de baixa capacidade de dissipação de energia e pertencerem à classe de ductilidade baixa, seguindo o disposto na NP EN 1992-1-1, 2010. No âmbito Nacional, é admitido que edifícios regulares, até à classe de importância II sejam projetados para DCL. Nesta situação o coeficiente de comportamento deve ser mantido para a DCL, contudo, devem-se adotar aspetos relacionados com restrições geométricas e disposições construtivas inerentes às outras classes de ductilidade a fim de melhorar a ductilidade das estruturas.

Em função da capacidade de dissipação de energia os edifícios resistentes aos sismos são classificados em duas classes de ductilidade:

- i. classe de ductilidade média, DCM
- ii. classe de ductilidade alta, DCH

As classes de ductilidade têm por objetivo controlar o comportamento sísmico das estruturas em regime não linear com elevada dissipação de energia, a sua utilização em projeto deve ser acompanhada com medidas de controlo de execução em obra que garantam o rigoroso cumprimento do projeto.

6.2 Tipo de sistemas estruturais

Nos edifícios de betão consoante o comportamento que desempenham sob ação sísmica são classificados num dos seguintes tipos estruturais:

- i. sistema porticado:

Estrutura em pórticos espaciais resistentes às ações verticais e laterais em que a resistência dos pórticos às ações horizontais é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.

ii. sistema misto (equivalente a um sistema porticado ou a um sistema de paredes):

Estrutura em pórticos espaciais e paredes estruturais onde as ações verticais são absorvidas principalmente pelos pórticos e as ações laterais, em parte pelos pórticos e em parte pelas paredes. O sistema misto engloba duas classificações diferentes:

- a) O sistema misto equivalente a um sistema porticado que se caracteriza pelo facto de a resistência ao corte basal ser absorvida em mais de 50% pelo sistema porticado.
- b) O sistema misto equivalente a um sistema de paredes é caracterizado pela resistência das paredes à força de corte basal ser superior a 50% da resistência de todo o sistema estrutural.

iii. sistema de paredes dúcteis (acopladas ou não acopladas):

O sistema estrutural onde as ações horizontais e as ações verticais são absorvidas principalmente por paredes estruturais verticais, acopladas ou não, e cuja resistência à força total de corte basal é superior a 65%.

As paredes dizem-se acopladas quando entre si existe uma ligação de modo regular por vigas de acoplamento (vigas com adequada ductilidade) capazes de reduzir 25% a soma dos momentos na base de cada parede se cada uma funciona-se separadamente.

iv. sistema de pêndulo invertido:

Sistema onde 50% ou mais da massa posiciona-se no terço superior da altura da estrutura, ou quando a dissipação da energia se dá na base de um único elemento do edifício.

v. sistema torsionalmente flexível:

Sistema misto, porticado ou de parede que não tem uma rigidez mínima de torção, ver ponto 5.2.1, este tipo de sistema pode ocorrer pela concentração de rigidez no centro do edifício.

A classificação do tipo de estrutura, nos edifícios de betão, pode ser distinta nas duas direções horizontais em análise desde logo também o valor do coeficiente de comportamento, q , pode ser diferente.

Com exceção dos sistemas estruturais do tipo pêndulo invertido ou torsionalmente flexível, os restantes, devem possuir uma rigidez de torção mínima, nas duas direções, que satisfaça a inequação (5-3). Esta verificação pode ser dispensada admitindo que se cumpre, nos sistemas porticados ou de paredes, quando os elementos verticais estejam bem distribuídos em planta.

Quando não é possível classificar uma estrutura em sistema de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado, todas as paredes devem ser dimensionadas e projetadas como paredes dúcteis.

6.3 Coeficiente de comportamento

O EC8 no artigo 5.2.2.2 aborda a questão do coeficiente de comportamento para as ações sísmicas horizontais. O coeficiente de comportamento permite passar de uma análise linear elástica para uma análise não linear, permite analisar o comportamento da estrutura passando do regime linear para não linear.

O valor máximo do coeficiente de comportamento, q , é determinado em função da classe de ductilidade pretendida, média ou alta, do tipo de sistema estrutural e da regularidade em altura, deve ser determinado para cada direção de cálculo pela expressão (6-1). O valor de q poderá ser diferente para as duas direções ortogonais de análise, embora a classe de ductilidade deva ser a mesma em todas as direções.

$$q = q_o k_w \geq 1,5 \quad (6-1)$$

em que:

q_o valor base do coeficiente de comportamento, depende do sistema estrutural e da regularidade em altura;

k_w coeficiente que reflete o modo de rotura nos sistemas estruturais de paredes.

O Quadro 6-1 apresenta os valores básicos do coeficiente de comportamento, q_o , para os vários sistemas estruturais dos edifícios regulares em altura, quanto aos classificados como irregulares o valor de q_o deve ser reduzido de 20%. Para os sistemas de pêndulo invertido o valor do coeficiente de comportamento básico poderá ser aumentado desde que a zona crítica da estrutura apresente elevada capacidade de dissipação de energia.

Quadro 6-1: Valor base do coeficiente de comportamento

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistemas de paredes acopladas	$3\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

com:

- α_1 valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo;
- α_u valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo. O coeficiente α_u poderá ser obtido a partir de uma análise estática não linear (*pushover*) global.

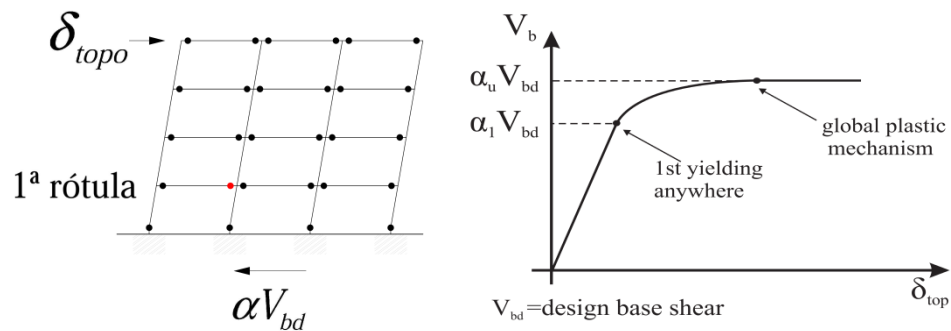


Figura 6-1: Fator α_u/α_1 (Lequesne, Parra-Montesinos, & Wight, 2009)

O fator de majoração, α_u/α_1 , reflete o grau de redundância e sobre resistência da estrutura, corresponde à relação entre o valor da ação sísmica que provoca na estrutura um mecanismo plástico completo e o valor da ação associada à formação da primeira rótula plástica, (Appleton, 2013b), pode ser avaliado através de um cálculo explícito ou de forma aproximada para os seguintes sistemas:

- i. sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos:
 - edifícios de um só piso: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$;
 - edifícios de vários pisos e um só vão: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$;
 - edifícios de vários pisos e vários vãos: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$.

- ii. sistema de paredes ou sistemas equivalentes a paredes:
 - sistemas com duas paredes não acopladas em cada direção: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$;
 - outros sistemas de paredes não acopladas: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$;
 - sistemas mistos equivalente a paredes ou paredes não acopladas: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$.

Por sua vez nos edifícios classificados como irregulares em planta poderá ser utilizado um valor aproximado de α_u/α_1 determinado pela média da unidade pelos valores anteriores. O valor máximo de α_u/α_1 que poderá ser utilizado em projeto é igual a 1,5 mesmo quando se realize a uma análise global estática não linear (*pushover*) e possam resultar valores mais elevados.

O EC8 no artigo 5.2.2.2(10), indica que o valor básico do coeficiente de comportamento poderá ser aumentado, desde que não ultrapasse 20% do valor apresentado no Quadro 6-1, se for aplicado um Plano de Garantia da Qualidade, contudo no âmbito Nacional não é permitido o aumento dos valores dos coeficientes de comportamento.

O coeficiente, k_w , da expressão (6-1) reflete o modo de rotura nos sistemas estruturais de paredes, este fator pode assumir valores entre 0,5 e 1,0.

$$k_w = \left\{ \begin{array}{l} 1,00, \text{ sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes} \\ (1 + \alpha_o)/3 \leq 1, \text{ sistemas de parede ou equivalente e sistemas} \\ \text{torsionalmente flexíveis} \end{array} \right\} \quad (6-2)$$

sendo:

α_o esbelteza das paredes do sistema estrutural

Num sistema estrutural quando a esbelteza de todas as paredes i for semelhante a esbelteza predominante é obtida pela seguinte expressão:

$$\alpha_o = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (6-3)$$

em que:

h_{wi} altura da parede i

l_{wi} desenvolvimento da parede i

6.4 Cálculo pela capacidade real

A formação de mecanismos de rotura frágil devem ser impedidos, para isso, é necessário calcular os esforços nas zonas consideradas a partir das condições de equilíbrio e admitir que a formação das rótulas plásticas ocorre nas zonas adjacentes.

As armaduras das lajes paralelas às vigas e localizadas no interior da largura efetiva do banzo, ver Figura 6-3 e Figura 6-4, contribuem para a capacidade de flexão das vigas consideradas na expressão (5-39) se estiverem corretamente amarradas à face do nó.

Nos sistemas porticados ou equivalentes a pórticos, os pilares devem satisfazer a expressão (5-39) dos requisitos de cálculo pela capacidade real, podendo existir a possibilidade das seguintes exceções:

- i. pórticos planos com mais de quatro pilares e secção transversal idêntica apenas três de cada quatro pilares deve satisfazer a condição (pilar forte *versus* viga fraca);
- ii. edifícios com dois pisos, se o valor do esforço normal reduzido v_d não for superior a 0,3 em qualquer pilar.

6.5 Ductilidade

Considerar a ductilidade global de uma estrutura, pressupõem existir elevada capacidade de rotação plástica em todas as zonas críticas. Para esta condição ser verificada o EC8 propõe que sejam cumpridas as seguintes condições:

- i. nas zonas críticas de todos os elementos é assegurada a ductilidade necessária em curvatura;
- ii. nos locais cuja formação de rótulas é provável a encurvadura é impedida (disposições construtivas);
- iii. valor de cálculo do esforço normal reduzido deve cumprir o limite para diminuir o efeito do destacamento do recobrimento e evitar as incertezas de ductilidade.

Os materiais de construção, aço e betão, devem ter características de qualidade adequadas tais como:

- a) aço
 - extensão plástica uniforme elevada;
 - relação entre a tensão de rotura à tração e a tensão de cedência deve ser significativamente superior à unidade.
- b) betão
 - resistência compressão adequada;
 - extensão na rotura exceda a extensão de resistência à compressão máxima consideravelmente

Os materiais que o EC8 considera terem características adequadas para assegurar a ductilidade requerida para as estruturas estão referidos no Quadro 6-2.

Quadro 6-2: Requisitos dos materiais

Classe de ductilidade	DCL	DCM	DCH
Classe do betão	-	$\geq C16 / 20$	$\geq C20 / 25$
Classe do aço	B ou C	B ou C	C

O fator de ductilidade em curvatura μ_ϕ , segundo o artigo 5.2.3.4(3) do EC8, é definido como a relação entre a curvatura correspondente a 85% do momento resistente, na fase pós-última, e a curvatura na cedência sem exceder as extensões limites do aço e do betão, ε_{cu} e $\varepsilon_{su,k}$. Se o valor de μ_ϕ for pelo menos igual às expressões (6-4) e (6-5), considera-se que as zonas críticas têm ductilidade suficiente.

$$\mu_\phi = 2q_o - 1 \quad \text{se } T_1 \geq T_C \quad (6-4)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_o - 1)T_C/T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C \quad (6-5)$$

em que:

q_o valor básico do coeficiente de comportamento ver Quadro 6-1;

T_1 período fundamental do edifício no plano de flexão associado à curvatura;

T_C período limite máximo, zona de aceleração constante do espectro.

O valor de μ_ϕ vai refletir-se no dimensionamento da armadura de confinamento nos pilares, na armadura de confinamento dos elementos de extremidade das paredes dúcteis e na armadura máxima a adotar nas vigas.

Nas zonas críticas dos elementos sísmicos primários com armaduras longitudinais de aço da classe B, o valor de μ_ϕ deverá ser pelo menos 1,5 vezes o valor obtido das expressões (6-4) ou (6-5), conforme o caso.

6.6 Projeto de estruturas

6.6.1 Projeto para classe de ductilidade baixa

O EC8 na secção 5.3 refere-se ao projeto sísmico para classe de ductilidade baixa, *DCL*, sendo apenas recomendado em zonas de baixa sismicidade como analisado na secção 6.1. No âmbito Nacional esta prescrição não é de exigência obrigatória sendo possível ser utilizada em edifícios até à categoria de importância II. O comportamento das estruturas considera-se quase elástico e o dimensionamento é realizado pelo disposto na NP EN 1992-1-1, 2010 com um pormenor complementar devido às armaduras que devem ser da classe B ou C.

A determinação da ação sísmica com coeficiente de comportamento q até 1,5 dispensa a classificação do tipo de sistema estrutural e a verificação da regularidade em altura.

6.6.2 Projeto para classe de ductilidade média

6.6.2.1 Vigas

1) Restrições geométricas

Nos nós de ligação entre as vigas e os pilares para que ocorra uma eficaz transmissão dos momentos cíclicos, das vigas para os pilares, deve-se limitar a excentricidade entre os eixos dos elementos em um quarto da largura do pilar.

O efeito da compressão do pilar deve ser utilizado para melhorar a aderência das armaduras longitudinais da viga que atravessam o nó. A largura, b_w , da viga deve satisfazer a condição (6-6):

$$b_w \leq \min \{ b_c + h_w ; 2b_c \} \quad (6-6)$$

com:

b_c largura do pilar

h_w altura da viga

2) Esforços de cálculo

O esforço transversal deve ser determinado com a regra de cálculo pela capacidade real com base no equilíbrio da viga sob ação:

- i. da carga transversal atuante na situação de projeto sísmica;
- ii. dos momentos nas extremidades $M_{i,d}$ ($i = 1, 2$ secções de extremidade da viga), zona de formação de rótulas plásticas, com o sentido positivo e negativo da ação sísmica.

As zonas a considerar para a formação das rótulas plásticas ou é nas extremidades das vigas ou nos elementos verticais (se aqui se formarem primeiro), Figura 5-17.

O processo de cálculo passa por calcular o esforço transversal atuante máximo, $V_{Ed,max,i}$, e mínimo, $V_{Ed,min,i}$, correspondentes aos momentos máximos positivos e negativos $M_{i,d}$, que se desenvolvem nas extremidades das vigas, ver Figura 6-2.

Segundo o artigo 5.4.2.2 do EC8, os momentos podem ser determinadas pela expressão (6-7):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (6-7)$$

em que:

- γ_{Rd} coeficiente de sobrerresistência que contempla o eventual aumento da resistência do aço por endurecimento do aço, que se considera igual a 1,0;
- $M_{Rb,i}$ valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i (em módulo);
- M_{Rc} e M_{Rb} soma dos momentos resistentes dos pilares e dos momentos resistentes das vigas na ligação do nó.

Numa viga apoiada diretamente em outra, o momento na extremidade da viga considera-se igual ao momento atuante na secção de extremidade na situação de projeto sísmica.

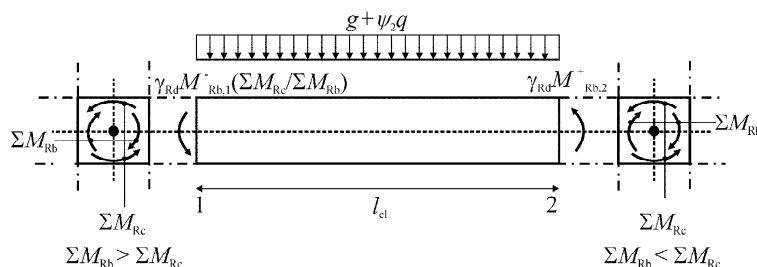


Figura 6-2: Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos

3) Estados limites últimos e disposições construtivas

a) resistência

O cálculo da resistência à flexão e ao esforço transversal deve seguir o disposto no EC2. Nas vigas sísmicas primárias, com a configuração em T ou L , a armadura superior da secção de extremidade deve ser colocada principalmente dentro da largura da alma, podendo no entanto, só parte desta armadura ser colocada fora da largura da alma mas dentro da largura efetiva do banzo, b_{eff} .

A largura efetiva do banzo poderá ser determinada de acordo com o seguinte pressuposto:

As vigas ligadas a pilares exteriores e não havendo uma viga na direção perpendicular, a largura efetiva do banzo, b_{eff} , é igual à largura do pilar Figura 6-3 b). No caso de existir uma viga transversal de altura semelhante, pode considerar-se b_{eff} como a largura da viga acrescida de duas vezes a espessura da laje Figura 6-3 a).

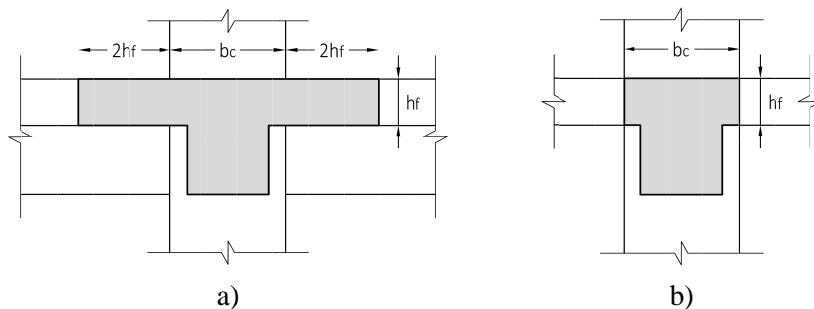


Figura 6-3: Largura efetiva do banzo de vigas ligadas a pilares exteriores

As vigas ligadas a pilares interiores, de acordo com a configuração da ligação ao nó, o valor da largura efetiva referida no ponto anterior poderá ser aumentada em $2h_f$ para cada lado da viga Figura 6-4.

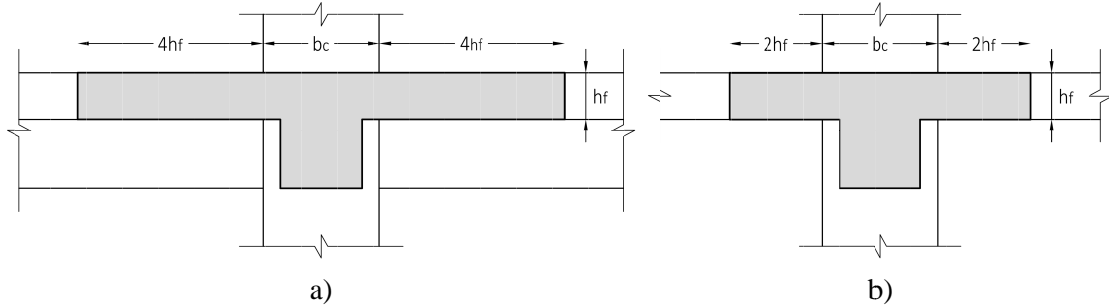


Figura 6-4: Largura efetiva do banzo de vigas ligadas a pilares interiores

b) ductilidade local, ver Quadro 6-3 e

Quadro 6-3: Disposições construtivas

Zona crítica:	
dimensão	$l_{cr} = h_w$ $l_{cr} = 2h_w$
Armaduras longitudinais em zona crítica:	
armadura mínima inferior	$A_{inf} \geq 0,5 A_{sup}$
taxa mínima de armadura tracionada	$\rho_{min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = \frac{A_{s,min}}{b_i d}$
taxa máxima de armadura tracionada	$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
Armaduras transversais (estribos) em zona crítica:	
diâmetro	$d_{bw} \geq 6mm$
espaçamento	$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL}\} (mm)$
afastamento	primeira armadura < 50 mm da extremidade
fora da zona crítica:	
taxa mínima de armadura	$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \text{sen}\alpha} \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$
espaçamento longitudinal	$s_w = 0,75d (1 + \cot g\alpha); \alpha = 90^\circ \rightarrow s_w = 0,75d$

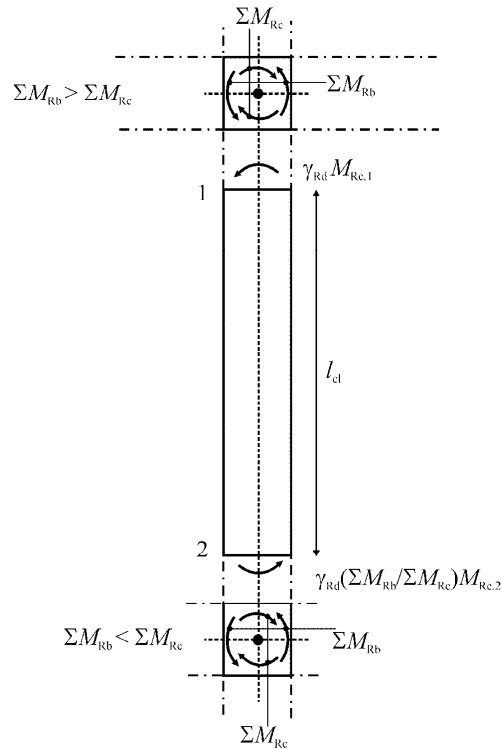


Figura 6-6: Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos

3) Estados limites últimos e disposições construtivas

a) Resistência

A resistência à flexão e ao esforço transversal deve ser determinada de acordo com o EC2. O valor do esforço normal deve ser o obtido na análise para a situação de projeto sísmica.

O EC8 permite de forma simplificada efetuar o dimensionamento em flexão desviada, analisando separadamente cada direção, com a resistência à flexão reduzida em 30%.

$$M_{Ed,x} \leq 0,7M_{Rd,x} \text{ e } M_{Ed,y} \leq 0,7M_{Rd,y} \quad (6-9)$$

O valor do esforço normal reduzido, ν_d , nos pilares não deve ser superior a 0,65.

b) ductilidade local, ver Quadro 6-4

Quadro 6-4: Disposições construtivas

Zona crítica:	
dimensão	$l_{cr} = \max\{h_c; b_c; l_{cl}/6; 0,45\}$ (m)
se $l_c/h_c < 3$	altura total do pilar é zona crítica
Armaduras longitudinais:	
diâmetro mínimo	$d_{bL} \geq 10\text{mm}$ (NP EN 1992-1-1, 2010)
espaçamento entre varões cintados	$b_i < 200\text{mm}$
secções simétricas	armaduras simétricas $\rho = \rho'$
taxa total mínima de armadura	$\rho_1 \geq 1\%$ ($A_{s,\min} \geq 0,01A_c$)
taxa total máxima de armadura	$\rho_1 \leq 4\%$ ($A_{s,\max} \leq 0,04A_c$)
varões por face	≥ 3
Armaduras transversais (cintas):	
diâmetro	$d_{bw} \geq \left\{ 6; \frac{d_{bL}^{\max}}{4} \right\}$ (mm)
em zona crítica:	
espaçamento	$s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}^{\min}\}$ (mm)
em zona crítica na base do pilar:	
taxa mecânica volumétrica de cintas	$\omega_{wd} \geq 0,08$
armadura de confinamento do núcleo de betão	$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi\nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035$
fora da zona crítica: (NP EN 1992-1-1, 2010)	
espaçamento	$s_w = \min\{15d_{bL}^{\min}; h_c; b_c; 300\}$ (mm)
espaçamento em zona de emendas se $d_{bL} > 14\text{mm}$	$s_w = \min\{9d_{bL}^{\min}; 0,6h_c; 0,6b_c; 180\}$ (mm)

A distância entre dois varões longitudinais consecutivos amarrados por cintas ou ganchos não deve ser superior a 200 mm.

Na zona crítica da base de pilares sísmicos primários as armaduras de esforço transversal podem ser determinadas seguindo o enunciado na NP EN 1992-1-1, 2010 desde que o valor do esforço normal reduzido, na situação de projeto sísmica, seja inferior a 0,2 com um coeficiente de comportamento de projeto não superior a 2,0.

A taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas, ω_{wd} , deve ser determinada pela expressão (6-10).

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (6-10)$$

em que:

- μ_ϕ valor necessário do fator de ductilidade em curvatura;
- V_d esforço normal reduzido de cálculo ($V_d = N_{Ed} / A_c \cdot f_{cd}$);
- $\varepsilon_{sy,d}$ valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço;
- h_c altura bruta da secção transversal (paralela à direção horizontal de aplicação o valor de μ_ϕ);
- h_b altura do núcleo confinado (eixo das cintas);
- b_c largura bruta da secção transversal;
- b_o largura do núcleo confinado (eixo das cintas);
- α coeficiente de eficácia do confinamento (definido a seguir).

O coeficiente de confinamento, α , relaciona a área de betão efetivamente confinado e a área de betão interior às cintas tanto em planta como em altura.

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o \quad (6-11)$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad (6-12)$$

onde:

- α_n coeficiente de eficácia do confinamento em planta
- α_s coeficiente de eficácia do confinamento em altura

Este fator reflete a existência de discontinuidades no confinamento conferido pelas armaduras, depende da forma da secção transversal do elemento e da pormenorização das armaduras transversais e longitudinais. Este coeficiente é obtido pelas seguintes expressões:

i. para secções retangulares:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o \quad (6-13)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_o)(1 - s/2h_o) \quad (6-14)$$

com:

- n número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos;
- b_i distância entre varões consecutivos abraçados;
- b_o, h_o, s definidos na Figura 6-7.

ii. para secções transversais circulares com cintas circulares:

$$\alpha_n = 1 \tag{6-15}$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_o)^2 \tag{6-16}$$

em que:

D_o diâmetro do núcleo de betão cintado medido no eixo das cintas.

iii. para secções transversais circulares com cintas helicoidais:

$$\alpha_n = 1 \tag{6-17}$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_o) \tag{6-18}$$

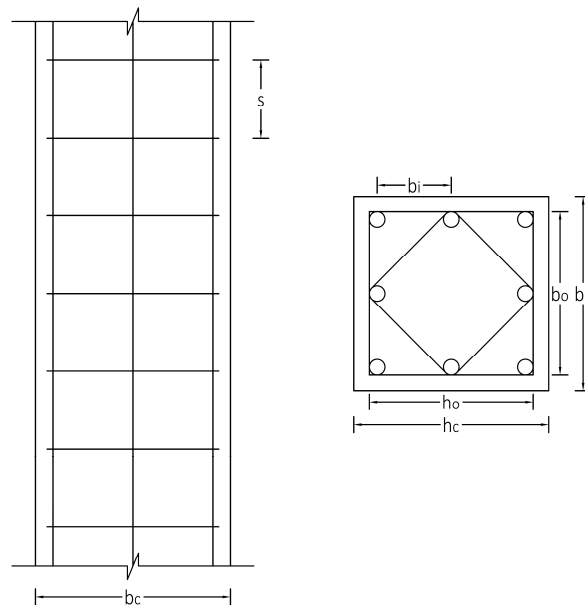


Figura 6-7: Confinamento do núcleo de betão

6.6.2.3 Nó de ligação entre viga e pilar

A armadura de confinamento horizontal nos nós das vigas com pilares, elementos sísmicos primários, deve ser idêntica à utilizada nas zonas críticas dos pilares. Contudo um pilar no qual concorram ao nó quatro vigas em que a largura seja de três quartos da dimensão paralela da secção transversal do pilar o espaçamento das armaduras de confinamento horizontal poderá ser aumentado para o dobro das zonas críticas dos pilares mas não superior a 150 mm.

Deve ser colocado pelo menos um varão vertical intermédio entre os varões de canto dos pilares.

6.6.2.4 Paredes

1) Restrições geométricas

As paredes devem ter uma espessura da alma, b_{wo} , que satisfaça a seguinte expressão:

$$b_{wo} \geq \max \left\{ 0,15; \frac{h_s}{20} \right\} \text{ (m)} \quad (6-19)$$

Os elementos de extremidade das paredes devem seguir os requisitos das zonas confinadas.

1) Esforços de cálculo

No estudo de paredes dúcteis, devem considerar-se as incertezas de análise e os efeitos pós-elásticos. O método simplificado descrito no EC8 tem por base regras para determinar as envolventes de esforços e os coeficientes de majoração.

O EC8 permite a redistribuição de esforços entre paredes numa proporção de 30%, desde que não condicione a resistência total. O esforço transversal deve ser redistribuído conjuntamente com o momento fletor. Para as paredes acopladas, devido ao elevado esforço axial, a redistribuição dos momentos e do esforço transversal deve ser dos elementos menos comprimidos para os que estão mais comprimidos. Neste tipo de elementos, os esforços sísmicos podem ser redistribuídos entre as vigas de acoplamento de diferentes pisos até 20% desde que o esforço axial na base não se altere.

Na distribuição dos momentos, das paredes dúcteis esbeltas (relação altura-comprimento h_w/l_w superior a 2,0), devem ser tidas em conta as incertezas utilizando o procedimento simplificado descrito no EC8 artigo 5.4.2.4(5).

Os momentos fletores de cálculo devem ser determinados por uma envolvente dos momentos fletores obtidos na análise e deslocado no sentido vertical. O deslocamento vertical do diagrama da envolvente deve ser consistente com a inclinação das escoras na verificação do esforço transversal. A envolvente do diagrama dos momentos de cálculo pode admitir-se linear se a massa, rigidez ou a resistência da estrutura não apresentar grandes alterações e é determinada pela envolvente do diagrama, ver Figura 6-8.

Quanto ao esforço transversal, deve-se considerar a possibilidade do seu aumento após a formação da rótula plástica, o EC8 neste caso considera satisfeita esta possibilidade com o aumento em 50% em relação aos esforços transversos obtidos da análise. A envolvente de cálculo dos esforços transversos deve respeitar a Figura 6-9.

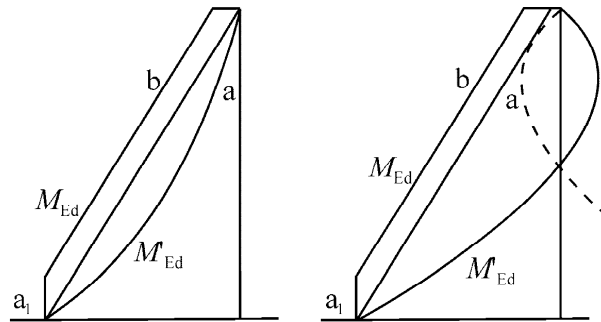


Figura 6-8: Envolvente de cálculo dos momentos fletores

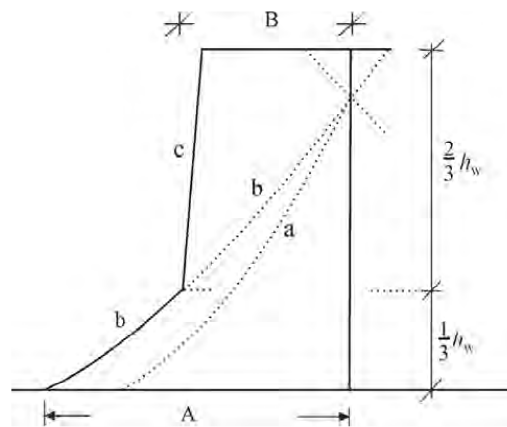


Figura 6-9: Envolvente de cálculo dos esforços transversos

2) Estados limites últimos e disposições construtivas

A resistência à flexão e de esforço transverso deve ser determinado de acordo com a NP EN 1992-1-1, 2010 e o valor do esforço axial deve ser obtido na análise para a situação de projeto sísmica.

O valor do esforço normal reduzido ν_d não deve ser superior a 0,40 e o cálculo da resistência à flexão deve ser considerada a armadura vertical da alma.

c) disposições construtivas para a ductilidade local

Quadro 6-5: Disposições construtivas

Zona crítica:	
altura	$h_{cr} = \max\{l_w; h_w/6\}$, mas:
	$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s & \text{para } n \leq 6 \text{ pisos} \\ 2 \cdot h_s & \text{para } n \geq 7 \text{ pisos} \end{cases}$
Elementos de extremidade	
Armaduras longitudinais	
taxa mínima de armadura longitudinal	$\rho_{\min} \geq 0,5\%$ ($A_{s,v\min} \geq 0,005A_c$)
taxa máxima de armadura longitudinal	$\rho_{\max} \geq 4\%$ ($A_{s,v\max} \geq 0,04A_c$)
Armaduras transversais (cintas)	
diâmetro	$d_{bw} \geq 6$ (mm)
espaçamento	$s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}^{\min}\}$ (mm)
taxa mecânica volumétrica de cintas	$\omega_{wd} \geq 0,08$
armadura de confinamento do núcleo de betão	$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi(v_d + \omega_v)\epsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035$
fora da zona crítica:	
Armaduras verticais	
taxa mínima de armadura	se $\epsilon_c > 0,002$: $\rho_{v,\min} \geq 0,5\%$ ou $\rho_{v,\min} \geq 0,2\%$
taxa máxima de armadura	$\rho_{v,\max} \geq 4\%$ ($A_{s,v\max} \geq 0,04A_c$)
espaçamento entre varões	$s = \min\{3b_{wo}; 400\}$ (mm)
Armaduras horizontais	
taxa mínima de armadura	$A_{s,h} = \max\{0,25A_{s,v}; 0,001A_c\}$
espaçamento entre varões	$s \leq 400$ (mm)

6.6.3 Projeto para classe de ductilidade alta

6.6.3.1 Vigas de acoplamento

As vigas de acoplamento, que ligam duas ou mais paredes simples devem seguir o disposto de vigas de alta ductilidade.

Os elementos de ligação de paredes acopladas, vigas de acoplamento, elementos com ductilidade adequada seguem o disposto no artigo 5.5.3.5 do EC8-1.

Estes elementos devem ser dimensionados para DCH se for comprida uma das seguintes condições:

- i. a fendilhação nas duas direções diagonais é improvável verificando-se a seguinte regra:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} b_w d \quad (6-20)$$

ii. o modo de rotura predominante é por flexão, cumprindo a seguinte condição:

$$\frac{l}{h} \geq 3 \quad (6-21)$$

Se nenhuma das anteriores condições se verificar a resistência destes elementos às ações sísmicas deve ser conferida por armaduras dispostas nas duas diagonais, Figura 6-10.

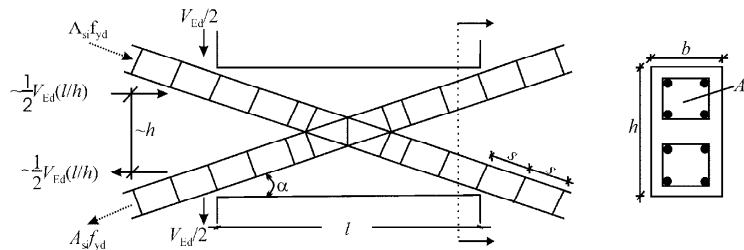


Figura 6-10: Vigas de acoplamento com armaduras diagonais

O dimensionamento deve ter por base a seguinte expressão:

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \text{sen} \alpha \quad (6-22)$$

em que:

V_{Ed} esforço transversal de cálculo no elemento de ligação ($V_{Ed} = 2 \cdot M_{Ed} / l$);

A_{si} área total dos varões das armaduras em cada direção diagonal;

α ângulo entre os varões diagonais e o eixo da viga.

A configuração das armaduras deve ser do tipo pilar com os lados pelo menos iguais a $0,5b_w$, o comprimento de amarração das armaduras diagonais deve ser superior em 50% do especificado na EN 1992-1-1:2004;

Em torno das armaduras diagonais devem ser colocadas cintas que impeçam a encurvadura.

Nas faces das vigas devem ser colocadas armaduras longitudinais e transversais, observando os requisitos mínimos para vigas-parede estipulados na EN 1992-1-1:2004, a armadura longitudinal não deve ser amarrada às paredes podendo prolongar-se nelas até 150 mm.

6.6.4 Amarrações e emendas das armaduras

No que se refere às disposições de amarração e emenda de armaduras, artigo 5.6 do EC8-1, remete-nos para o disposto na EN 1992-1-1:2004 em conjunto com as regras adicionais do mesmo artigo.

As armaduras transversais de vigas, pilares e paredes devem ser fechadas com ganchos dobrados 135° e com comprimento de amarração de $10d_{bw}$, Figura 6-11.

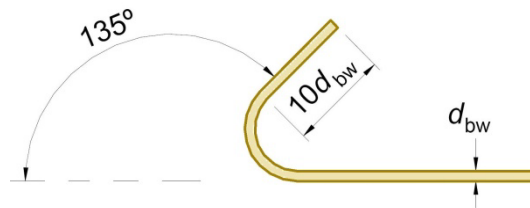


Figura 6-11: Pormenor da dobragem da armadura transversal

Em estruturas da classe de ductilidade alta (DCH), o comprimento de amarração dos varões de vigas ou de pilares amarrados no interior do nó viga-pilar deve ser medido à distância $5d_{bl}$ da face do nó.

Na situação de projeto sísmica quando o esforço normal de um pilar for de tração o comprimento de amarração deve ser aumentado de 50% dos valores do EC2.

As armaduras longitudinais das vigas dobradas nos nós devem ser colocadas no interior das cintas dos pilares.

O diâmetro das armaduras longitudinais das vigas que atravessam os pilares, devem cumprir as seguintes condições para que a rotura por aderência seja impedida, varões diagonais que atravessam os nós estão dispensados de cumprir estes requisitos.

No viga-pilar de elementos interiores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (6-23)$$

No viga-pilar de elementos exteriores

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad (6-24)$$

em que:

- h_c largura do pilar na direção paralela aos varões;
- f_{ctm} valor médio da resistência do betão à tração;
- f_{yd} valor de cálculo da tensão de cedência do aço;
- v_d esforço normal reduzido, considerado com o seu valor mínimo para a situação de projeto sísmica
($v_d = N_{Ed} / f_{cd} \cdot A_c$)
- k_D coeficiente função da classe de ductilidade, igual a 1 para a classe DCH e a 2/3 para a classe DCM;
- ρ' taxa de armadura de compressão da viga que atravessa o nó;
- ρ_{max} taxa máxima admissível de armadura de tração (ver 5.4.3.1.2(4) e 5.5.3.1.3(4));
- γ_{Rd} coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências, considerado igual a 1,2 ou a 1,0 respetivamente para a classe DCH e para a classe DCM (devido à sobre-resistência por endurecimento das armaduras longitudinais da viga).

Nos nós viga-pilar de elementos exteriores se por razão da dimensão do pilar, h_c , não se cumpra o valor máximo do diâmetro dos varões longitudinais, pode-se seguir as seguintes disposições complementares:

- i. A viga ou “laje” pode ser prolongada sob forma de tocos exteriores;
- ii. Utilização de varões com cabeça ou chapas de amarração soldadas às extremidades dos varões;
- iii. Dobrar os varões longitudinais a 90° com comprimentos mínimo de amarração de $10d_{bL}$ e colocar armaduras transversais no interior da dobragem.

As emendas de sobreposição por soldadura não devem existir nas zonas críticas dos elementos estruturais.

A emenda por meio de acopladores mecânicos nos pilares e nas paredes é permitida desde que esses dispositivos tenham sido devidamente avaliados.

As armaduras transversais a dispor ao longo do comprimento de sobreposição devem ser determinadas pelo EC2 e seguir as regras seguintes

O espaçamento, s , nas zonas de sobreposição das armaduras transversais não deve ser superior a:

$$s = \min \{ h/4; 100 \} \text{ (em milímetros)} \quad (6-25)$$

em que:

h menor dimensão da secção transversal (em milímetros)

$$A_{st} = s(d_{bL}/50)(f_{y1d}/f_{ywd}) \quad (6-26)$$

onde:

A_{st} área da secção de um ramo das armaduras transversais;

d_{bL} diâmetro do varão emendado;

s espaçamento das armaduras transversais;

f_{y1d} valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras longitudinais;

f_{ywd} valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras transversais.

Dá-se por concluída a análise elaborada ao EC8 passando de seguida para os casos de estudo na secção 7.

7. Casos de estudo

7.1 Introdução

Com o presente estudo pretende-se analisar o comportamento das estruturas sujeitas às ações sísmicas horizontais, cumprir as verificações de segurança inerentes ao EC8 assim como abordar alguns dos aspetos na aplicabilidade da mesma Euro Norma, tais como:

- i. regras para classificação de edifícios,
- ii. aplicação dos princípios de cálculo pela capacidade real na determinação dos esforços atuantes,
- iii. dimensionamento de zonas críticas onde se prevê a formação de rótulas plásticas.

7.2 Descrição

Os casos de estudo realizados de um modo geral são dois que correspondem a um mesmo edifício com um sistema estrutural do tipo paredes dúcteis e um sistema estrutural do tipo porticado. Para o caso do sistema de paredes dúcteis o método de análise é uma análise simplificada por espectro de resposta (método das forças laterais) e para a estrutura do tipo porticado o método de análise é uma análise modal, em ambos os casos de estudo o modelo a adotar é o modelo plano. Os métodos adotados como veremos podem ser utilizados cumprindo as regras da sua aplicabilidade.

Não obstante o estudo será realizado para ambos os casos recorrendo a uma análise modal com um modelo espacial.

Os programas de cálculo escolhidos para analisar as diferentes situações foram o Ftool versão educacional 2.12 na análise estrutural bidimensional e o CypeCad 2013.p versão after hours para a análise espacial. Na escolha dos programas, refere-se sem aprofundar muito, em relação ao Ftool é um programa de fácil utilização sem custos para o utilizador onde facilmente se podem obter esforços de modelos estruturais. Quanto ao programa CypeCad a sua escolha foi mais motivada pela facilidade do autor na sua utilização. O mercado tem vários programas para determinar os efeitos da ação sísmica em estruturas recorrendo a modelos tridimensionais baseados numa análise dinâmica linear por espectro de resposta e segundo, (Azevedo, 2014), o CypeCad é um programa consistente entre os vários programas.

7.3 Disposições

O secção 7 é utilizado para realizar o dimensionamento dos elementos estruturais seguindo a metodologia do EC8. A análise das estruturas à ação sísmica está descrita nos Apêndices que fazem parte desta dissertação aos quais se faz seguidamente referência:

- i. O Apêndice A contém os pormenores construtivos e os elementos de alvenaria que são adotados na contabilização do peso do edifício.
- ii. O estudo realizado no Apêndice B (caso de estudo A1) refere-se a uma estrutura do tipo de paredes dúcteis, designado por primeiro estudo, cuja solução estrutural foi colocada de lado pelo motivo de não cumprir a verificação do estado de limitação de danos devido ao comportamento que os elementos resistentes às ações sísmicas apresentam.
- iii. No Apêndice C apresenta-se o caso de estudo A2 com uma estrutura do tipo de paredes dúcteis cuja análise às ações sísmicas foi efetuada num modelo plano e pelo método de análise por forças laterais. O Apêndice contém a descrição da estrutura, as características dos materiais, a definição da ação sísmica, a classificação estrutural, o coeficiente de comportamento a verificação da deformada e os esforços nos elementos.
- iv. O Apêndice D contém o caso de estudo B em que o edifício tipo apresenta um sistema estrutural do tipo porticado cuja análise sísmica procede-se através de um modelo plano e uma análise modal por espectro de resposta utilizando um modelo elástico linear da estrutura e o espectro de cálculo.

Para este caso de estudo foi realizado um programa de código para determinar a força sísmica.

Tendo-se elaborado os estudos seguindo o modelo plano a sequência dos Apêndices diz respeito aos modelos espaciais segundo o programa CypeCad.

- v. No Apêndice E recorrendo a uma análise dinâmica modal por espectro de resposta e a um modelo espacial, foi estudado o edifício do caso de estudo A2 com um sistema estrutural de paredes dúcteis tendo-se verificado a resposta da estrutura à ação sísmica.
- vi. Seguindo o método de análise descrito no ponto anterior o Apêndice F diz respeito ao edifício tipo com o sistema estrutural do tipo porticado do caso de estudo B fazendo-se as mesmas verificações.
- vii. O Apêndice F apresenta o código do programa elaborado para determinar a ação sísmica.

7.4 Dimensionamento

No seguimento da análise da resposta estrutural dos edifícios para os casos de estudo, este ponto é utilizado para realizar o dimensionamento de alguns elementos estruturais, do edifício tipo com estrutura em paredes dúcteis e com sistema porticado, no contexto do EC8. A secção 7.4.1 é dedicada ao caso de estudo A2 (edifício como sistema estrutural do tipo de paredes dúcteis) e a secção 7.4.2 refere-se ao caso de estudo B (edifício com sistema estrutural porticado).

7.4.1 Sistema estrutural de paredes dúcteis

A fim de exemplificar o dimensionamento de paredes e vigas de acoplamento opta-se pelos seguintes elementos:

- parede Pa6 na direção y

Os esforços na base da parede Pa6, ver Figura C-26, obtidos da análise plana apresentam-se no Quadro 7-1.

Quadro 7-1: Esforços na base da parede Pa6

Esforço normal, N [kN]	0,00
Esforço transversal, V [kN]	4060,70
Momento fletor, M [kN.m]	50525,40

Para ter em conta os efeitos acidentais da torção devido à ação sísmica os esforços do Quadro 7-1 são multiplicados pelo coeficiente $\delta = 1,30$ justificado no ponto da deformabilidade no Apêndice C.

Quadro 7-2: Esforços com os efeitos da torção na base da parede Pa6

Esforço normal, N [kN]	0,00
Esforço transversal, V [kN]	5278,91
Momento fletor, M [kN.m]	65683,02

O valor do esforço axial devido às cargas verticais (cargas permanentes e parcela quase permanente das sobrecargas) tem o valor de 11255,36 kN.

Flexão

No dimensionamento à flexão é necessário considerar uma excentricidade mínima, segundo o artigo 6.1(4) da NP EN 1992-1-1. (2010), determinada por $e_0 = h/30 \geq 20$ mm. Nos elementos sujeitos a um esforço de compressão, em que h é a altura da seção no plano de flexão, $e_0 = 6,35/30 = 0,21$ m.

O momento fletor de cálculo é determinado pela expressão $M_{Ed} = 65683,02 + 0,21 \times N_{Ed}$. A parede Pa6 em estudo, como trabalha independente a ação sísmica não produz esforços axiais no elemento, estando sujeito simplesmente ao esforço devido às cargas gravíticas. O momento fletor de cálculo tem o valor de $M_{Ed} = 65683,02 + 0,21 \times 11255,36 = 68046,65$ kN.m.

O esforço axial reduzido em paredes dúcteis tem o limite regulamentar de 0,40 e não deve ser excedido, na parede Pa6 o valor é $\nu_d = N_{Ed} / A_c f_{cd} = 11255,36 / (6,35 \times 0,45 \times 23333) = 0,169$ valor inferior ao limite.

Como o valor do esforço normal reduzido está compreendido entre 0,15 e 0,20 a armadura transversal dos elementos de extremidade pode ser determinada pela NP EN 1992-1-1. (2010) se o coeficiente de comportamento for reduzido em 15%. No entanto não tirando partido desta hipótese os elementos de extremidade vão ser projetado para possuírem um comportamento dúctil.

O comprimento mínimo dos elementos de extremidade, l_c , é o maior valor de entre:

$$0,15l_w = 0,15 \times 6,35 = 0,95 \text{ m} \text{ e } 1,5b_w = 1,5 \times 0,45 = 0,68 \text{ m}$$

A armadura de alma da parede, posicionada entre os elementos de extremidade, tem o valor mínimo de $A_{s,vmin} = 0,002A_c = 0,002 \times 45 \times 100 = 9 \text{ cm}^2/\text{m}$ e entra na contabilização da

resistência à flexão da parede. A solução adotada é utilizar armaduras de $\phi 12//0,25$ em ambas as faces que corresponde a uma armadura total de $9,05 \text{ cm}^2/\text{m}$.

O fator de ductilidade em curvatura determina-se pela expressão (6-4), visto que se cumpre a condição $T_{1,y} = 1,186 \text{ s} \geq T_c = 0,6 \text{ s}$ com $q_o = 3,0$. O fator de ductilidade em curvatura tem o valor de $\mu_\phi = 2 \times 3 - 1 = 5$.

O valor de recobrimento adotado é de 45 mm em relação às cintas do elemento, desta forma a largura do núcleo de betão cintado, b_0 , tem o valor $b_0 = 450 - (2 \times 45 + 16) = 344 \text{ mm}$ em que as armaduras das cintas exteriores tomam o valor de 16 mm.

O valor da taxa mecânica das armaduras verticais na alma determinado pela equação $\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$ tem o valor de $\omega_v = \frac{9,05}{45 \times 100} \frac{434783}{23333} = 0,037$.

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035$$

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \times 5 (0,169 + 0,037) \times 0,00217 \frac{0,45}{0,344} - 0,035 = 0,053$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \alpha \omega_{wd} = 0,0035 + 0,1 \times 0,053 = 0,0088$$

A distância do eixo neutro determina-se pela equação $x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o}$ cujo valor é de

$$x_u = (0,169 + 0,037) \frac{6,35 \times 0,45}{0,344} = 1,71 \text{ m}.$$

O valor do comprimento dos elementos de extremidade pode ser determinado pela equação seguinte $l_c = \chi_u (1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c}) = 1,71 \times (1 - 0,0035 / 0,0088) = 1,03 \text{ m}$

Sabendo as armaduras de flexão

Esforço transversal

O valor do esforço transversal obtido da análise e representado na Figura C-26 é de 4060,70 kN, este valor tem de ser majorado em 50 % para considerar a possibilidade do aumento do esforço transversal após a plastificação da base.

O esforço transversal de cálculo é de $V_E = 4060,70 \times 1,5 = 6091,05 \text{ kN}$.

A base da parede é uma zona crítica com formação de rótulas plásticas, no dimensionamento ao esforço transversal o valor do ângulo adotado nas bielas é de $\theta = 45^\circ$.

Deste modo o valor máximo do esforço transversal resistente é determinado pela equação (7-1).

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot g\theta + \tan \theta) \quad (7-1)$$

em que:

α_{cw} estado de tensão do banzo comprimido (estruturas não pré-esforçadas 1)

b_w largura da secção (0,45m)

z braço do binário das foras interiores, aproximadamente $z = 0,9d$

v_1 coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal

f_{cd} valor de cálculo da tensão à rotura à compressão do betão

θ ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga

e

com:

$$v_1 = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (7-2)$$

O coeficiente v_1 vale $0,6 \left[1 - \frac{35}{250} \right] = 0,516$ e o esforço transversal máximo tem o valor de:

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \times 0,45 \times 5,14 \times 0,516 \times 23333}{\cot g45^\circ + \tan 45^\circ} = 13924,06 \text{ kN}$$

A armadura de cálculo de esforço transversal é determinada pela expressão (7-3).

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot \cot g\theta \quad (7-3)$$

O valor mínimo da armadura de esforço transversal é dado por:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{7918,37}{5,14 \times 434783 \times \cot g45^\circ} = 35,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura utilizada é 4RØ16//0,22 (36,56 cm²/m).

O valor mínimo da armadura horizontal das paredes $A_{s,h\min}$ tem o seguinte valor:

$$A_{s,h\min} = \begin{cases} 0,25A_{s,v} = 0,25 \times 9,05 = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,001A_c = 0,001 \times 0,45 \times 1 = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Ductilidade

A altura da zona crítica de uma parede onde se deve colocar armaduras de confinamento nos elementos de extremidade determina-se pela seguinte expressão $h_{cr} = \max[lw ; hw / 6]$ e tem o valor de $h_{cr} = \max[6,35 ; 43 / 6] = 7,17 \text{ m}$. A altura máxima da zona crítica é definida por:

$$\begin{cases} h_{cr} \leq 2lw = 2 \times 6,35 = 12,70 \text{ m} \\ h_{cr} \leq 2hs = 2 \times 4,50 = 9,00 \text{ m} \end{cases} \text{ mas } h_{cr} \leq 9,00 \text{ m}$$

Assim a altura da zona crítica tem o valor de $h_{cr} = 7,17 \text{ m}$.

O espaçamento máximo de cintas é dado por $s = \min\left(\frac{b_o}{2} ; 175 ; 8d_{bl}\right)$ e tem o valor de

$$s = \min\left(\frac{344}{2} ; 175 ; 8 \times 32\right) = 172 \text{ mm}.$$

O coeficiente de eficácia do confinamento em altura determina-se pela equação seguinte

$$\alpha_s = \left[1 - \frac{s}{2b_o}\right] \times \left[1 - \frac{s}{2h_o}\right], \text{ cujo valor é } \alpha_s = \left[1 - \frac{150}{2 \times 344}\right] \times \left[1 - \frac{150}{2 \times 1032}\right] = 0,725.$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$$

$$\alpha = 0,867 \times 0,725 = 0,629$$

$$\alpha \omega_{wd} \geq 0,053 \Rightarrow 0,629 \times \omega_{wd} = 0,053 \Rightarrow \omega_{wd} = 0,084$$

$$\omega_{wd} \geq \omega_{wd,\min} = 0,08$$

7.4.2 Sistema estrutural porticado

Por motivos inerentes à minha possibilidade não se faz este estudo mas será apresentado na defesa desta dissertação

8. Conclusões e desenvolvimentos futuros

8.1 Conclusões

Os sismos verdadeiramente são uma catástrofe, existem lugares pelo mundo inteiro onde este fenómeno é mais propício contudo os novos estudos, a nova tecnologia faz com que os engenheiros possam minimizar os seus efeitos.

Dos novos estudos, a Parte 1 do EC8 sem dúvida pode ser um garantir para que as estruturas possam resistir a sismos.

As características do terreno da implantação dos edifícios numa zona sísmica são de extrema importância pois a ação sísmica, mais propriamente a aceleração que a mesma provoca na superfície do terreno é transferida às estruturas logo caracterizar bem o terreno de fundação leva à correta determinação da ação sísmica.

As estruturas para melhor se comportarem ao efeito da ação sísmica necessitam de uma boa conceção. Primeiramente refere-se a regularidade, quanto mais regular for uma estrutura mais facilmente se conhece o seu comportamento. Uma arquitetura irregular conduz a uma conceção estrutural irregular sujeitando a estrutura quando submetida a uma ação sísmica a um comportamento incerto. A disposição dos elementos sísmicos na periferia dos edifícios promove a rigidez de torção mínima exigida.

Em segundo lugar passa por dotar as zonas críticas, onde as tensões são mais elevadas, dum grau de ductilidade adequado em simultâneo com corretas disposições construtivas originando zonas dissipativas de energia.

Numa conclusão aos modelos de análise refere-se que os modelos simplificados em que se consideram os elementos verticais encastrados nos pisos a rigidez é superior à que se obteria considerando a deformação por flexão dos elementos horizontais (vigas e lajes) Desta forma essa simplificação conduz inevitavelmente a frequências superiores (períodos menores).

Dos casos de estudo analisados procede-se à seguinte conclusão:

O caso de estudo A2 foi estudado com uma análise plana e uma análise espacial, entre estes dois tipos de análise não se procederá a nenhuma conclusão visto que os modelos não foram calibrados para se conseguir comparar valores ou fazer algum estudo do género logo estamos a compara algo incomparável.

O intuito destes estudos foi pegar num edifício e estudá-lo com diferentes sistemas estruturais seguindo um modelo plano e um modelo espacial. Não se pode comparar pois vê-se isso no peso do edifício que se explica seguidamente: na análise plana do caso de estudo A2 o peso contabilizado do edifício é de 99967,12 kN e na análise espacial do mesmo caso de estudo o peso do edifício é de 120256,00 kN existindo uma média de 1700 kN de diferença por piso que advém das combinações que o programa de cálculo automático determina.

Desde já vê-se que comparar valores destes dois exemplos é errado pois as forças de inércia como são diferentes produzem valores diferentes. Dito isto que se aplica também ao caso de estudo B, as conclusões que se seguem dizem respeito aos sistemas estruturais analisados num modelo plano e num modelo espacial.

O caso de estudo A1 foi descartado pois os elementos sísmicos primários não são capazes de mobilizar a ação sísmica produzindo esforços e deslocamento inportáveis nesses elementos.

O valor do período fundamental de vibração de cada caso de exemplo encontra-se no Quadro 8-1 para o modelo plano ou espacial e consoante a análise efetuada por forças laterais ou modal. O período de vibração nos exemplos do modelo plano, para o caso de estudo A2 foi determinado pelo método de Rayleigh ao passo que o caso de estudo B foi determinado pelo programa de código modal. O período de vibração nos modelos espaciais é determinado pelo método modal.

Quadro 8-1: Período fundamental de vibração dos casos de estudo

Caso de estudo	Modelo	Análise	Período fundamental de vibração	
			T _{1,x} [s]	T _{1,y} [s]
A2	Plano	Forças laterais	1,169	1,186
	Espacial	Modal	1,098	0,869
B	Plano	Modal	0,877	0,884
	Espacial	Modal	0,690	0,725

O caso de estudo A2, a não ser a direção y no modelo espacial, tem valores de períodos mais elevados (frequências mais baixas) que o caso de estudo B. O tipo estrutural de paredes dúcteis de maior rigidez faz com que a frequência seja menor que no caso do tipo estrutural porticado que se torna mais flexível.

Para os casos de estudo realizados no modelo plano, faz-se um apanhado das forças de inércia ou forças sísmicas horizontais e da verificação da deformada de cada tipo de estrutura. O Quadro 8-2 e o Quadro 8-3 referem-se à direção x para os dois tipos de estruturais. De modo análogo o Quadro 8-4 e o Quadro 8-5 referem-se à direção y.

Quadro 8-2: Caso de estudo A2 resumo do modelo plano na direção x

Piso	Peso (P _i)	Forças horizontais (F _i)	d _v /h ≤ 0,005	θ _x
	[kN]	[kN]	[m]	[%]
1	8794,57	153,34	0,0013	0,0369
2	8446,38	261,82	0,0028	0,0715
3	8446,38	376,36	0,0034	0,0815
4	8446,38	490,91	0,0037	0,0828
5	8446,38	605,45	0,0038	0,0794
6	8390,38	715,22	0,0037	0,0733
7	8339,28	823,96	0,0035	0,0658
8	8339,28	937,05	0,0032	0,0579
9	8339,28	1050,14	0,0029	0,0496
10	8339,28	1163,24	0,0025	0,0415
11	8339,28	1276,33	0,0022	0,0341
Cobertura	7300,23	1216,30	0,0019	0,0282
TOTAL	99967,12	9070,12		

Quadro 8-3: Caso de estudo B resumo do modelo plano na direção x

Piso	Peso (P_i) [kN]	Forças horizontais (F_i) [kN]	$d_r/v/h \leq 0,005$ [m]	θ_x [%]
1	9364,03	159,21	0,0025	0,0595
2	9025,47	341,98	0,0047	0,1031
3	9025,47	451,31	0,0047	0,0967
4	9025,47	583,69	0,0046	0,0884
5	9025,47	730,47	0,0044	0,0797
6	8976,14	891,76	0,0041	0,0706
7	8943,33	1064,16	0,0042	0,0686
8	8943,33	1123,71	0,0037	0,0584
9	8943,33	1160,16	0,0032	0,0477
10	8943,33	1432,74	0,0027	0,0366
11	8943,33	1606,53	0,0020	0,0259
Cobertura	8455,41	1736,42	0,0013	0,0152
TOTAL	107614,10	11282,14		

O caso de estudo B, sistema porticado no modelo plano, tem tanto na direção x como na direção y pisos que em que o coeficiente de sensibilidade se encontra acima do valor de 0,10 logo tem de se considerar os efeitos de 2ª ordem no dimensionamento dos elementos estruturais. Podemos ver que o sistema estrutural do tipo de paredes dúcteis acopladas como têm uma deformada do tipo pórtico proporciona um maior controlo do deslocamento da estrutura.

Quadro 8-4: Caso de estudo A2 resumo do modelo plano na direção y

Piso	Peso (P_i) [kN]	Forças horizontais (F_i) [kN]	$d_r/v/h \leq 0,005$ [m]	θ_y [%]
1	8794,57	181,37	0,0010	0,0223
2	8446,38	309,68	0,0023	0,0489
3	8446,38	445,16	0,0030	0,0613
4	8446,38	580,64	0,0035	0,0673
5	8446,38	716,13	0,0038	0,0687
6	8390,38	845,96	0,0040	0,0674
7	8339,28	974,58	0,0040	0,0640
8	8339,28	1108,34	0,0039	0,0595
9	8339,28	1242,11	0,0037	0,0544
10	8339,28	1375,87	0,0035	0,0492
11	8339,28	1509,64	0,0034	0,0444
Cobertura	7300,23	1438,64	0,0032	0,0405
TOTAL	99967,12	10728,12		

Os modelos espaciais para ambos os casos de estudo têm o resumo das forças horizontais por piso e da verificação da deformada no Quadro 8-6 e no Quadro 8-7 para a direção de análise x e no Quadro 8-8 e no Quadro 8-9 para a direção de análise y .

Quadro 8-5: Caso de estudo B resumo do modelo plano na direção y

Piso	Peso (P _i) [kN]	Forças horizontais (F _i) [kN]	d _v /h≤0,005 [m]	θ y [%]
1	9364,03	276,30	0,0033	0,0788
2	9025,47	366,64	0,0050	0,1097
3	9025,47	480,56	0,0050	0,1041
4	9025,47	568,35	0,0050	0,0974
5	9025,47	761,95	0,0049	0,0893
6	8976,14	867,41	0,0047	0,0813
7	8943,33	1017,46	0,0049	0,0804
8	8943,33	1173,66	0,0045	0,0701
9	8943,33	1148,44	0,0040	0,0592
10	8943,33	1381,43	0,0034	0,0472
11	8943,33	1645,55	0,0028	0,0355
Cobertura	8455,41	1746,16	0,0020	0,0244
TOTAL	107614,10	11433,91		

Quadro 8-6: Caso de estudo A2 resumo do modelo espacial na direção x

Piso	Peso (P _i) [kN]	Forças horizontais (F _i) [kN]	d _v /h≤0,005 [m]	θ x [%]
1	10809,00	122,24	0,0022	0,0742
2	10127,00	282,51	0,0020	0,0649
3	10127,00	409,16	0,0020	0,0610
4	10127,00	481,26	0,0020	0,0576
5	10127,00	531,56	0,0020	0,0543
6	10127,00	589,63	0,0020	0,0511
7	10034,00	653,28	0,0020	0,0476
8	10034,00	721,96	0,0020	0,0440
9	10034,00	832,87	0,0020	0,0401
10	10034,00	1045,29	0,0020	0,0358
11	10034,00	1448,13	0,0020	0,0312
Cobertura	8642,00	1608,76	0,0020	0,0275
TOTAL	120256,00	8726,65		

O modelo espacial no caso de estudo B, estrutura do tipo porticada, executado no programa de cálculo automático CypeCad tem valores de coeficiente de sensibilidade acima dos 0,10 em vários pisos e nas duas direções principais o que leva a serem considerados os efeitos de 2ª ordem no dimensionamento dos elementos estruturais. Também neste caso de estudo o valor da limitação dos deslocamentos entre pisos, $0,005h$, não é cumprido não se verificando o estado de limitação de danos relativo aos elementos de alvenaria, ver Quadro 8-7 e Quadro 8-9.

Quadro 8-7: Caso de estudo B resumo do modelo espacial na direção x

Piso	Peso (P _i) [kN]	Forças horizontais (F _i) [kN]	d _{r,v} /h≤0,005 [m]	θ x [%]
1	11369,00	220,87	0,0034	0,0733
2	10657,00	449,40	0,0051	0,1021
3	10657,00	669,19	0,0052	0,0974
4	10657,00	854,69	0,0050	0,0885
5	10657,00	1011,79	0,0047	0,0790
6	10657,00	1151,10	0,0044	0,0694
7	10578,00	1302,42	0,0043	0,0644
8	10578,00	1474,23	0,0038	0,0539
9	10578,00	1653,44	0,0032	0,0432
10	10578,00	1825,53	0,0025	0,0327
11	10578,00	1973,24	0,0019	0,0228
Cobertura	8993,00	2007,28	0,0014	0,0159
TOTAL	126537,00	14593,18		

Quadro 8-8: Caso de estudo A2 resumo do modelo espacial na direção y

Piso	Peso (P _i) [kN]	Forças horizontais (F _i) [kN]	d _{r,v} /h≤0,005 [m]	θ y [%]
1	10809,00	153,03	0,0017	0,0401
2	10127,00	355,89	0,0016	0,0356
3	10127,00	528,11	0,0016	0,0333
4	10127,00	654,25	0,0016	0,0312
5	10127,00	758,58	0,0016	0,0293
6	10127,00	867,31	0,0016	0,0274
7	10034,00	981,16	0,0016	0,0256
8	10034,00	1108,38	0,0016	0,0237
9	10034,00	1290,77	0,0016	0,0217
10	10034,00	1584,54	0,0016	0,0195
11	10034,00	2095,49	0,0016	0,0173
Cobertura	8642,00	2311,62	0,0016	0,0152
TOTAL	120256,00	12689,13		

Quadro 8-9: Caso de estudo B resumo do modelo espacial na direção y

Piso	Peso (P_i) [kN]	Forças horizontais (F_i) [kN]	$d_v/h \leq 0,005$ [m]	θ_y [%]
1	11369,00	243,47	0,0041	0,0921
2	10657,00	454,14	0,0052	0,1095
3	10657,00	646,40	0,0052	0,1029
4	10657,00	806,96	0,0051	0,0945
5	10657,00	940,20	0,0048	0,0855
6	10657,00	1064,34	0,0046	0,0765
7	10578,00	1205,15	0,0046	0,0728
8	10578,00	1374,30	0,0041	0,0621
9	10578,00	1559,13	0,0036	0,0510
10	10578,00	1743,25	0,0030	0,0400
11	10578,00	1912,38	0,0023	0,0295
Cobertura	8993,00	1976,44	0,0019	0,0219
TOTAL	126537,00	13926,16		

8.2 Desenvolvimentos futuros

Quanto a possíveis desenvolvimentos futuros menciona-se o estudo de modelos com sistemas mistos pois como foi visto nos casos de estudo desta dissertação os sistemas estruturais são simples, sistema porticado e sistema de paredes dúcteis. A combinação dos dois tipos de sistemas terá vantagens em edifícios com uma volumetria relativamente elevada pois as paredes pela elevada rigidez quando ligadas entre si controlam melhor os deslocamentos e os pilares, elementos de menor dimensão, proporcionam uma melhor organização dos espaços libertando área útil de pavimento.

Como visto no EC8 os sistemas mistos podem ser equivalentes a pórtico ou a parede, estudar a diferenças de cada tipo em modelos estruturais e comparar vantagens e desvantagens deles.

A classificação de elementos estruturais em elementos sísmicos secundários dispensa o dimensionamento segundo EC8 e despreza a contribuição na mobilização sísmica, apesar de existir a regra dos 15%, com o sobredimensionamento dos elementos sísmicos primários. Neste sentido propõem-se elaborar estudos de modelos estruturais com elementos primários e secundários analisar estes modelos a nível global com a participação de todos os elementos na mobilização sísmica e estudar os mesmos modelos só com os elementos primários ver as diferenças e tirar conclusões.

Aprofundar o estudo das lajes fungiformes para verificar a utilização das mesmas como elementos sísmicos primários uma vez que o comportamento destes elementos ainda não está devidamente analisado.

REFERÊNCIAS

- ACSS. (2010). *Especificações técnicas para o comportamento sísmo-resistente de edifícios hospitalares: ET 05/2007, V. 2010*. Lisboa: Administração Central do Sistema de Saúde, IP.
- Alves, C., & Costa, A. (2012). Aplicação do Eurocódigo 8 ao projecto de edifícios – influência na concepção e no custo da estrutura. Apresentado no *Encontro Nacional Betão Estrutural - BE2012*, Porto: FEUP.
- Appleton, J. (2013a). *Estruturas de betão: Volume I*. Amadora: Edições Orion.
- Appleton, J. (2013b). *Estruturas de betão: Volume II*. Amadora: Edições Orion.
- Azevedo, J. M. S. de. (2014). *Critérios de utilização de programas de cálculo automático integral na análise e no dimensionamento sísmico de estruturas de edifícios*. (Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto). Obtido de <http://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/12641>
- Barros, H., & Figueiras, J. (2010). *Tabelas e ábacos de dimensionamento de secções de betão solicitadas à flexão e a esforços axiais segundo o eurocódigo 2*. Porto: FEUP Edições.
- Bisch, P., Carvalho, E., Degee, H., Fajfar, P., Fardis, M., Franchin, P., ... Plumier, A. (2012). *Eurocode 8: seismic design of buildings worked examples*. Luxembourg: Publications Office of the European Union.
- Booth, E., & Bisch, P. (2008). Manual for the seismic design of steel and concrete buildings to EC8. Apresentado no *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Carvalho, E. C. (2008). Aspectos gerais do Eurocódigo 8: Aplicação em Portugal. Apresentado no *Congresso Os Novos Eurocódigos Estruturais APEE*, [Lisboa]: LNEC.
- Carvalho, E. C. (2009). *A regulamentação sísmica*. Lisboa: LNEC.
- Coch, N. K. (1995). *Geohazards: natural and human*. New Jersey: Prentice Hall.
- Correia, R. (2010). Eurocódigo 8 – Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos. Apresentado no *Seminário Eurocódigos Estruturais*, Lisboa: LNEC.
- Estêvão, J. M. C., Silva, E., & Silva, J. (2007). Avaliação da resposta sísmica de edifícios sítos em solos brandos estratificados. Em *7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica*. Obtido

de

https://www.researchgate.net/profile/Joao_Estevao3/publication/259289609_Avaliacao_da_resposta_sismica_de_edificios_sitos_em_solos_brandos_estratificados/links/0f31753c5283ef3ec7000000.pdf

Fardis, M. N. (2008). Design of buildings for earthquake resistance, according to Eurocode 8-Part 1 (Buildings and concrete buildings). Apresentado no *Dissemination of Information Workshop*, Brussels.

FEMA. (2002). *FEMA 154: Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: a handbook*. Federal Emergency Management Agency.

FEMA. (2006a). *FEMA 232: Homebuilders' Guide to Earthquake-Resistant Design and Construction*. Washington, D.C.: National Institute of Building Sciences.

FEMA. (2006b). *FEMA 451: NEHRP Recommended Provisions: Design Examples*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

FEMA. (2006c). *FEMA 454: Designing for Earthquake: A Manual for Architects: a manual for architects*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

FEMA. (2007). *FEMA 577: Design guide for improving hospital safety in earthquakes, floods, and high winds*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

Fernandes, M. de M. (2011). *Mecânica dos solos: volume 2 - Introdução à engenharia geotécnica*. Porto: FEUP.

Iervolino, I., Maddaloni, G., & Cosenza, E. (2008). Eurocode 8 compliant real record sets for seismic analysis of structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(1). <http://doi.org/10.1080/13632460701457173>

Instituto Português do Mar e da Atmosfera. (2016). *Mapa dinâmico: atividade sísmica*. Obtido em 5 de Julho de 2016, de <https://www.ipma.pt/pt/geofisica/sismicidade/>

Lequesne, R. D., Parra-Montesinos, G. J., & Wight, J. K. (2009). Test of a Coupled Wall with High Performance Fiber Reinforced Concrete Coupling Beams. Apresentado no *Thomas T. C. Hsu Symposium: Shear and Torsion of Concrete Structures*, SP-265, Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

-
- Lopes, M. M. P. dos S. (2008). *Sismos e edifícios*. Amadora: Edições Orion.
- Marques, M., & Delgado, R. (2012). Metodologia de simulação para a avaliação probabilística da segurança sísmica de edifícios em betão armado. Apresentado no *Encontro Nacional Betão Estrutural - BE2012*, Porto: FEUP.
- NP EN 1998-1. (2010). *Eurocódigo 8- Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1998-5. (2010). *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos*. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1990. (2009). *Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas*. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1991-1-1. (2009). *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1992-1-1. (2010). *Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.
- Santos, C. A. P. dos & Paiva, J. A. V. de. (1997). *Caracterização térmica de paredes de alvenaria* (3a ed). Lisboa: LNEC.
- Saraiva, J. P., & Appleton, J. (2006). Avaliação da capacidade sísmica de edifícios de betão armado de acordo com o eurocódigo 8 – parte 3. Apresentado nas *4as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*, Lisboa: LNEC.
- Silva, M. J. F., Candeias, P., & Coelho, E. (2012). Estudo comparativo sobre o dimensionamento de edifícios de betão armado: uma análise sobre a regulamentação portuguesa em vigor e os novos eurocódigos. Apresentado no *Encontro de Engenharia para a sociedade, investigação e inovação: cidades e desenvolvimento*, Lisboa: LNEC.
- Wallace, J. (S.d.). *Lightly-reinforced wall segments*. Obtido de http://peer.berkeley.edu/research/pdf/Wallace-Wall_Segments_FINAL_V3_Present.pdf

APÊNDICE A

O Apêndice A apresenta as soluções construtivas adotadas para este trabalho de estudo sendo parte integrante da execução estrutural do edifício em estudo e cuja descrição dos materiais e dos elementos construtivos está ilustrada nos Quadros e Imagens seguintes presentes neste Apêndice. Os valores nominais dos pesos volúmicos dos materiais de construção que descrevem as características dos mesmos foram obtidos na NP EN 1991-1-1, 2009.

Quadro A-1. Descrição do elemento pavimento do piso 1 ao piso 11

Descrição das camadas	Material	Espessura [m]	Peso volúmico [kN/m ³]	Forças de massa [kN/m ²]
1 revestimento superior	mosaico cerâmico e cola de assentamento	0,010	70,00	0,70
2 lajeta flutuante	argamassa armada de cimento	0,050	21,00	1,05
3 isolamento acústico	manta acústica	0,010	-	-
4 laje	betão armado	0,200	25,00	5,00
5 revestimento inferior	teto falso com placas de gesso	0,015	11,00	0,17
TOTAL				6,92

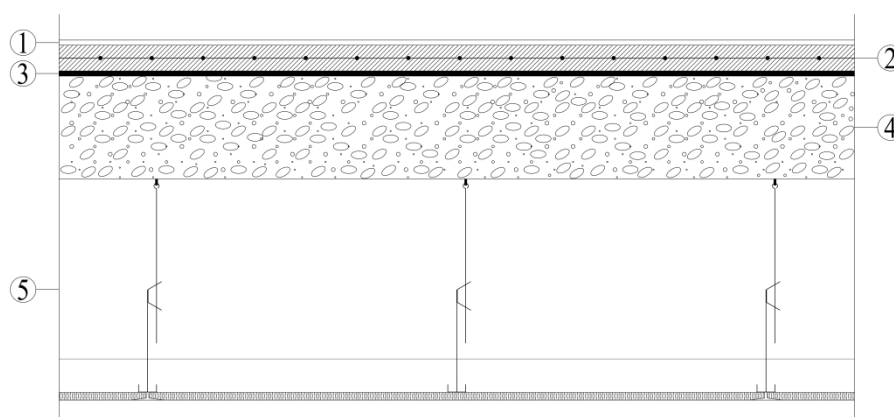


Figura A-1: Pormenor da constituição do pavimento

Quadro A-2: Descrição do elemento cobertura piso 12

Descrição das camadas	Material	Espessura [m]	Peso volúmico [kN/m ³]	Forças de massa [kN/m ²]
1 revestimento superior	seixo rolado	0,070	22,00	1,54
2 impermeabilização	membranas de betumes	0,008	-	-
3 isolamento térmico	poliestireno expandido extrudido (XPS)	0,080	0,35	0,03
4 camada de forma	betão leve classe LC 1,0	0,120	9,00	1,08
5 laje	betão armado	0,200	25,00	5,00
6 revestimento inferior	teto falso com placas de gesso	0,015	11,00	0,17
TOTAL				7,82

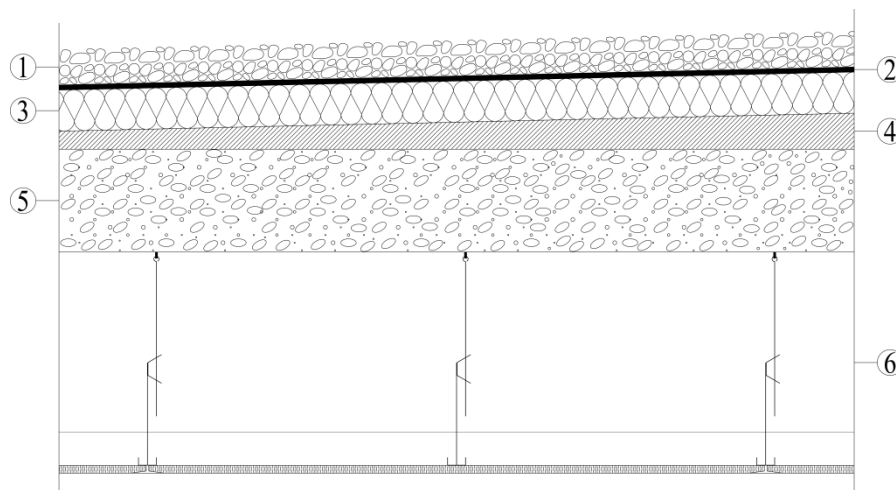


Figura A-2: Pormenor da constituição da cobertura

A solução construtiva para as alvenarias não estruturais escolhidas na realização das fachadas do edifício encontra-se no Quadro A-3 e que foram obtidas de Santos & Paiva, 1997.

Quadro A-3: Elementos das fachadas em alvenaria

Solução / Descrição das camadas	Material	Espessura [m]	Peso volúmico [kN/m ³]	Forças de massa [kN/m ²]
Parede exterior dupla de tijolo furado cerâmico		-	-	3,10
Isolamento térmico	poliestireno expandido extrudido (XPS)	0,070	0,35	0,02
TOTAL				3,12

Os elementos de divisória interior não se encontram definidos na planta de arquitetura, contudo estes elementos devem estar devidamente localizados e o estudo sísmico deve ser realizado tendo em conta os mesmos sem alteração na vida útil do edifício. A fim de contemplar este tipo de elemento foi considerado como paredes amovíveis, segundo a NP EN 1991-1-1, 2009 com a contabilização na parcela das sobrecargas para quantificar o peso do edifício.

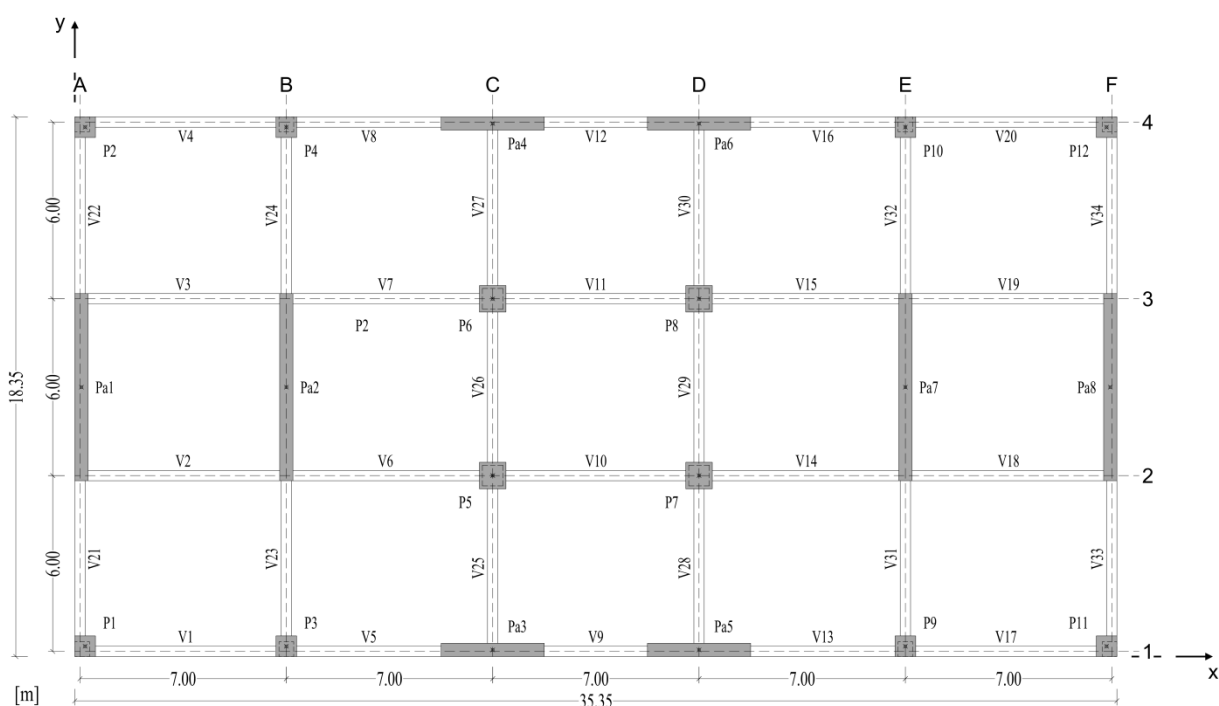
Quadro A-4: Divisórias interiores

Solução / Descrição das camadas	Material	Espessura [m]	Peso volúmico [kN/m ³]	Forças de massa [kN/m ²]
Paredes divisórias amovíveis (2,0 kN/m ≤ peso próprio ≤ 3,0 kN/m de comprimento de parede)		-	-	1,20
TOTAL				1,20

APÊNDICE B

Caso estudo A1 - descrição da estrutura

Este Apêndice tem por objetivo demonstrar uma solução estrutural inicial mas colocada de parte, motivo esse, devido ao elevado valor dos esforços na base dos elementos sísmicos primários, as paredes e a não verificação do estado de limitação de danos. O caso de estudo A1 compreende uma estrutura do tipo sistema de paredes dúcteis que como referido no parágrafo anterior teve uma disposição inicial dos elementos resistentes à ação sísmica como mostra a Figura B-1.



Legenda:

Elemento	Dimensões [m]
Pa1=Pa2=Pa7=Pa8	(0,45×6,35)
Pa3=Pa4=Pa5=Pa6	(3,50×0,45)
P1=P2=P3=P4=P9=P10=P11=P12 (piso 1 ao piso 6)	(0,70×0,70)
P1=P2=P3=P4=P9=P10=P11=P12 (piso 7 ao piso 12)	(0,50×0,50)
P5=P6=P7=P8 (piso 1 ao piso 6)	(0,90×0,90)
P5=P6=P7=P8 (piso 7 ao piso 12)	(0,70×0,70)
V1=V4=V5=V8=V13=V16=V17=V20=V21=V22=V33=V34	(0,35×0,70)
V2=V3=V6=V7=V10=V11=V14=V15=V18=V19=V23=V24=V25=V26=V27=V28=V29=V30=V31=V32	(0,35×0,55)
V9=V12	(0,35×1,00)
Laje	0,20

Figura B-1: Planta estrutural do edifício

O edifício apresenta as características em tudo idênticas ao edifício analisado no Apêndice C, i.e. localização, dimensões em planta, volumetria, afetação, classe de importância, materiais de construção, elementos de alvenaria.

Na determinação do peso do edifício como se mostra no Quadro B-1, existe uma diferença para os dois exemplos numa média de 3,5%.

Quadro B-1: Síntese da força correspondente à massa dos pisos

Piso	Cargas permanentes (G)	Sobrecargas (Q)
	[kN]	[kN]
Piso 1	8272,97	2075,75
Piso 2 ao Piso 5	7839,34	2075,75
Piso 6	7821,84	2075,75
Piso 7 ao Piso 11	7719,91	2075,75
Piso 12	7126,84	259,47

Seguindo a metodologia apresentada no Apêndice C, determinou-se o período fundamental do edifício nas duas direções principais que corresponde ao valor de $T_{1,x} = 1,331$ s na direção x e para a direção y o valor é de $T_{1,y} = 1,361$ s .

Com o período da estrutura e o coeficiente de comportamento para cada direção, determinou-se o espectro de cálculo que toma na direção x o valor de $S_d(T_{1,x} = 1,331) = 0,920$ m/s² e na direção y o valor de $S_d(T_{1,y} = 1,361) = 1,079$ m/s² definidos com a ação sísmica tipo 1 que é mais gravosa.

Aos critérios de regularidade estrutural que os edifícios devem cumprir classificamos o edifício como regular em planta e regular em altura, em que o centro de massa coincidente com o centro de rigidez.

O modelo adotado na análise sísmica foi o método de análise por forças laterais pois cumpre as condições necessárias à sua aplicação, ou seja, cumprir-se a condição (5-9) e a estrutura satisfaz os critérios de regularidade em altura.

A determinação da força de corte sísmica seguiu a expressão (5-10) em que o fator de correção λ toma o valor de 1 (ver descrição de λ na expressão (5-10)).

Quadro B-2: Determinação da força de corte na base direção x

Espetro de cálculo, $S_d(T_{1,x})$ [m/s^2]	0,920
Peso total do edifício, P_{tot} [kN]	96603,58
Aceleração de gravidade, g [m/s^2]	9,81
Fator de correção, λ	1
Força de corte sísmica na base, F_b [kN]	9056,46

Quadro B-3: Determinação da força de corte na base direção y

Espetro de cálculo, $S_d(T_{1,y})$ [m/s^2]	1,079
Peso total do edifício, P_{tot} [kN]	96603,58
Aceleração de gravidade, g [m/s^2]	9,81
Fator de correção, λ	1
Força de corte sísmica na base, F_b [kN]	10627,75

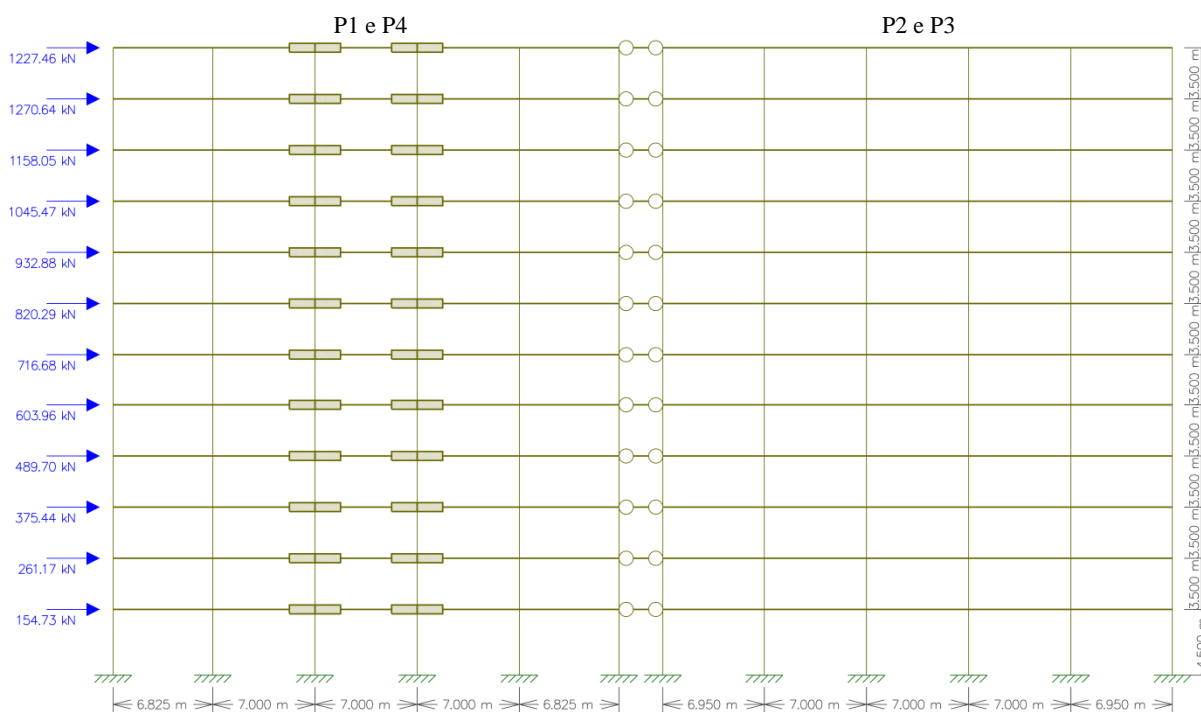


Figura B-2: Forças horizontais sísmicas no modelo plano global na direção x

Quadro B-4: Reações de esforço transverso na base dos elementos

Pórtico	Reações (corte basal)						Total	Rigidez (k_i)
	[kN]							
P1	38,56	69,63	2066,72	2066,72	69,63	38,56	4349,79	48,0
P2	6,22	9,83	73,18	73,18	9,83	6,22	178,44	2,0
P3	6,22	9,83	73,18	73,18	9,83	6,22	178,44	2,0
P4	38,56	69,63	2066,72	2066,72	69,63	38,56	4349,79	48,0
TOTAL							9056,46	100,0

Do modelo apresentado na Figura B-2, pórtico em comboio com as forças sísmicas horizontais aplicadas ao nível dos pisos, obtemos os esforços na base dos elementos que se apresentam Quadro B-4 onde verificamos que os pórticos interiores P2 e P3 têm uma contribuição muito reduzida na mobilização sísmica e que as paredes acopladas absorvem 91,3% da ação sísmica para a direção x .

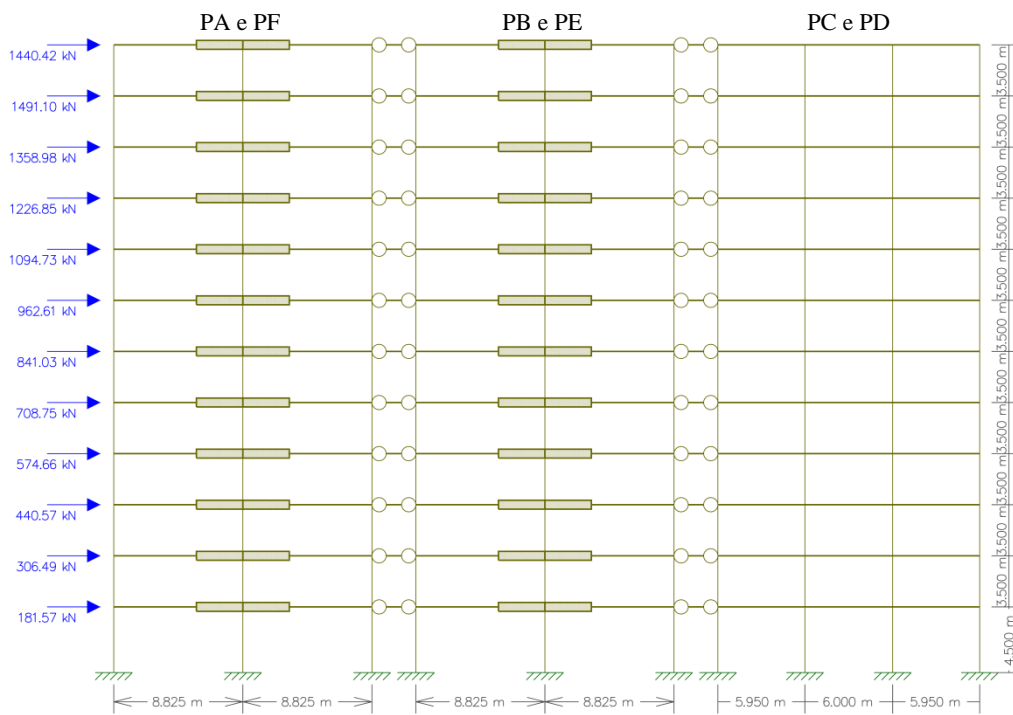


Figura B-3: Forças horizontais sísmicas no modelo plano global na direção y

Quadro B-5: Reações de esforço transversal na base dos elementos

Pórtico	Reações (corte basal)				Total [kN]	Rigidez (k_i) [%]
	[kN]					
PA	29,80	2587,55	29,80		2647,15	24,9
PB	18,61	2536,00	18,61		2573,21	24,2
PC	15,42	31,33	31,33	15,42	93,50	0,9
PD	15,42	31,33	31,33	15,42	93,50	0,9
PE	18,61	2536,0	18,61		2573,21	24,2
PF	29,80	2587,5	29,80		2647,15	24,9
TOTAL					10627,70	100,00

Da análise anterior constatamos que os elementos primários são constituídos pelas paredes acopladas na direção x e pelas paredes não acopladas na direção y. Os elementos não considerados como elementos sísmicos primários são considerados como elementos sísmicos secundários e a contribuição destes na rigidez lateral verifica o limite de 15% da rigidez de todos os elementos primários.

A estrutura pode agora ser simplificada, com a configuração apresentada na ...?... onde se apresenta os elementos sísmicos primários.

Os elementos sísmicos primários na estrutura simplificada são agora analisados nas duas direções com as forças sísmicas horizontais equivalentes, ver Figura B-4 e Figura B-6. Os esforços na base destes elementos obtidos da análise plana, Figura B-5 e Figura B-7, devem ser multiplicados por $\delta = 1,3$ para ter em conta o efeito da torção.

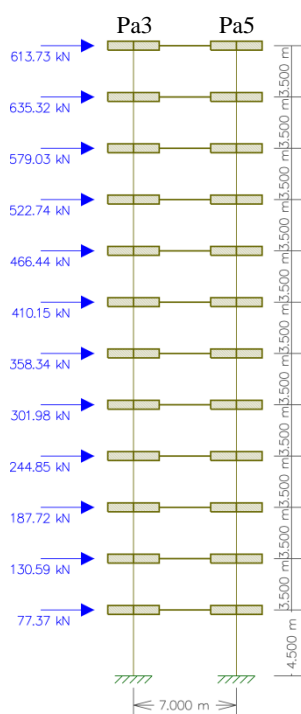


Figura B-4: Modelo plano elementos primários direção x

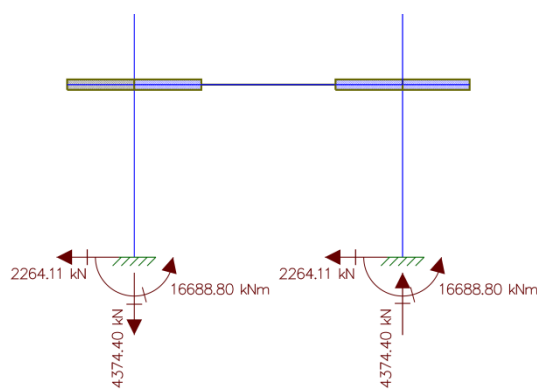


Figura B-5: Esforços na base

Os esforços na base destes

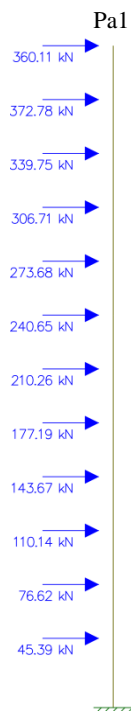


Figura B-6: Modelo de elementos primários direção y

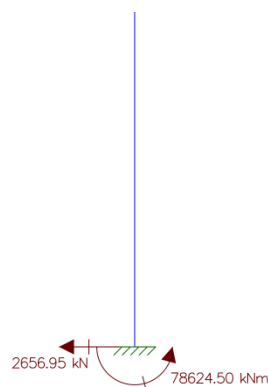


Figura B-7: Esforços na base

Quadro B-6= Resu

Elemento	Esforços na base do elemento obtidos da análise plana			Efeitos acidentais de torção δ	Esforços tendo em conta os efeitos acidentais de torção		
	N [kN]	V [kN]	M [kN.m]		N [kN]	V [kN]	M [kN.m]
Pa1	0,00	2656,95	78624,50	1,30	0,00	3454,04	102211,85
Pa3=Pa5	14374,40	2264,11	16688,80	1,30	18686,72	2943,34	21695,44

O Quadro B-6 apresenta o resumo dos esforços dos elementos primários para ambas as direções e verifica-se o elevado valor dos mesmos, por isso, procedeu-se a escolha de outra solução apresentada no Apêndice C.

Quadro B-7:

Piso	Altura (h) [m]	d_e [mm]	δ	$d_e \delta$ [mm]	q	d_s [mm]	d_r [mm]	v	$d_r/v/h \leq 0,005$ [m]
1	4,5	4,92		6,40		23,03	23,03		0,0020
2	3,5	13,41		17,43		62,76	39,73		0,0045
3	3,5	24,40		31,72		114,19	51,43		0,0059
4	3,5	37,05		48,17		173,39	59,20		0,0068
5	3,5	50,76		65,99		237,56	64,16		0,0073
6	3,5	65,09	1,30	84,62	3,60	304,62	67,06	0,40	0,0077
7	3,5	79,66		103,56		372,81	68,19		0,0078
8	3,5	94,18		122,43		440,76	67,95		0,0078
9	3,5	108,40		140,92		507,31	66,55		0,0076
10	3,5	122,10		158,73		571,43	64,12		0,0073
11	3,5	135,30		175,89		633,20	61,78		0,0071
Cobertura	3,5	147,90		192,27		692,17	58,97		0,0067

Quadro B-8:

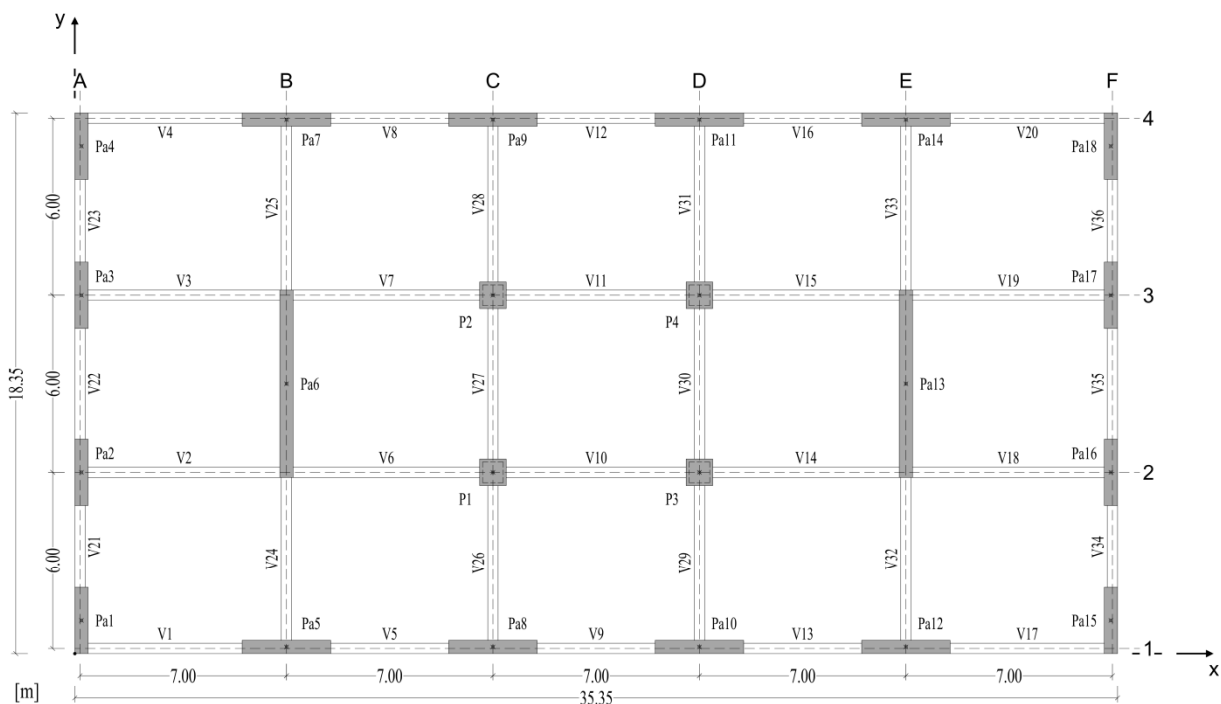
Piso	Altura (h) [m]	d_e [mm]	δ	$d_e \delta$ [mm]	q	d_s [mm]	d_r [mm]	v	$d_r/v/h \leq 0,005$ [m]
1	4,5	4,63		6,02		18,06	18,06		0,0016
2	3,5	14,03		18,24		54,72	36,66		0,0042
3	3,5	27,74		36,06		108,19	53,47		0,0061
4	3,5	45,12		58,66		175,97	67,78		0,0077
5	3,5	65,51		85,16		255,49	79,52		0,0091
6	3,5	88,33	1,30	114,83	3,00	344,49	89,00	0,40	0,0102
7	3,5	113,00		146,90		440,70	96,21		0,0110
8	3,5	139,10		180,83		542,49	101,79		0,0116
9	3,5	166,10		215,93		647,79	105,30		0,0120
10	3,5	193,70		251,81		755,43	107,64		0,0123
11	3,5	221,60		288,08		864,24	108,81		0,0124
Cobertura	3,5	249,60		324,48		973,44	109,20		0,0125

Alguma metodologia menos aprofundada ou mesmo não mencionada neste exemplo encontra-se verificada e explicada com maior relevância no Apêndice C.

APÊNDICE C

Caso estudo A2 - descrição da estrutura

O estudo A2 baseia-se num edifício com a configuração representada na Figura C-1, é constituído por doze pisos acima do solo sendo o último a cobertura. A planta apresenta uma geometria retangular com as dimensões de 35,35 m × 18,35 m, a altura total do edifício é de 43 m. O primeiro piso está à cota de 4,50 m os restantes pisos têm uma altura de 3,50 m. As dimensões das secções transversais dos vários elementos do sistema estrutural estão descritas na Figura C-1. Todo o edifício está afeto à habitação, é classificado como pertencendo à classe de importância II que tem associado um coeficiente de importância $\gamma_I = 1,00$. A estrutura é analisada e dimensionada como estrutura de classe de ductilidade média (DCM).



Legenda:

Elemento	Dimensões [m]
Pa1=Pa2=Pa3=Pa4=Pa5=Pa15=Pa16=Pa17=Pa18	(0,45×2,25)
Pa5=Pa7=Pa8=Pa9=Pa10=Pa11=Pa12=Pa14	(3,00×0,45)
Pa6=Pa13	(0,45×6,35)
P1=P2=P3=P4 (piso 1 ao piso 6)	(0,90×0,90)
P1=P2=P3=P4 (piso 7 ao piso 12)	(0,70×0,70)
V1=V4=V5=V8=V13=V16=V17=V20	(0,35×0,70)
V2=V3=V6=V7=V10=V11=V14=V15= V18=V19=V21=V23=V24=V25=V26=V27 =V28=V29=V30=V31=V32=V33=V34= V35=V36=V38	(0,35×0,55)
V9=V12=V22=V37	(0,35×1,00)
Laje	0,20

Figura C-1: Planta estrutural do edifício

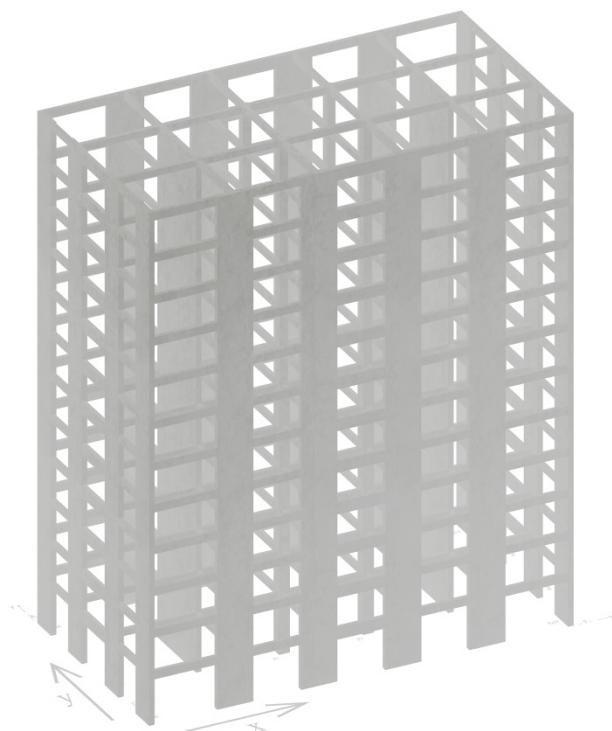


Figura C-2: Modelo 3D da estrutura do edifício

Na direção x existem 4 alinhamentos afastados de 6 m e na direção y o afastamento é de 7 m com 6 alinhamentos. Para as duas direções ortogonais principais os alinhamentos em planta são o eixo das vigas. A face dos elementos verticais exteriores coincide com a face exterior das vigas, para os elementos verticais interiores o alinhamento são os respetivos eixos.

O edifício implanta-se, em Portugal Continental no Município de Lagoa, nas proximidades de uma zona costeira cujo ambiente está sujeito ao transporte de sais marinhos pelo ar mas não existe o contacto direto da estrutura com a água do mar.

O solo de fundação é constituído por uma areia muito compacta, classificável de acordo com o Anexo 1 como um terreno do tipo B .

Para a execução da estrutura os materiais constituintes são o betão C35/45 e as armaduras são da classe C, A500 NR SD, em que as características descritas seguidamente são retiradas da NP EN 1992-1-1, 2010. O valor da tensão de rotura à compressão do betão é definido por:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C \quad (\text{C-1})$$

com:

f_{ck} valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade

α_{cc} coeficiente que tem em conta o efeito da fluência do betão que é igual a 1

γ_C coeficiente parcial de segurança relativo ao betão valor igual a 1,5

Da expressão (C-1), obtemos o seguinte valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão, $f_{cd} = 1 \times 30 / 1,5 = 23,33$ MPa .

O modo de elasticidade dos elementos estruturais, para considerar a fendilhação, corresponde a metade do valor dos elementos não fendilhados logo o valor para todos os elementos da estrutura em análise é $E_{cm} = E_{cm}^{C35/45} / 2 = 34 / 2 = 17$ GPa .

O valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado é determinado pela expressão (C-2) com o valor de $f_{yd} = 500 / 1,15 = 434,78$ MPa .

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (C-2)$$

em que:

f_{yk} valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado

γ_s coeficiente parcial de segurança relativo ao aço valor igual a 1,15.

Nos Quadros seguintes, Quadro C-1 e Quadro C-2, têm o apanhado as propriedades do betão e do aço respetivamente empregues na execução da estrutura, as propriedades foram obtidas da NP EN 1992-1-1, 2010.

Quadro C-1: Propriedades do betão C35/45

Valor característico da tensão de rotura à compressão, f_{ck} [MPa]	35
Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão, f_{cd} [kPa]	23333
Extensão última do betão não confinado, ϵ_{cu2} [%o]	3,5

Quadro C-2: Propriedades do aço A500 NR SD

Valor característico da tensão de cedência à tração, f_{syk} [MPa]	500
Valor de cálculo da tensão de cedência à tração, f_{syd} [kPa]	434783
Valor de cálculo do módulo de elasticidade, E_s [GPa]	200
Valor de cálculo da extensão de cedência, $\epsilon_{sy,d}$ [%o]	2,17

A estrutura em betão armado do edifício tipo é constituída por paredes dúcteis localizadas ao longo da periferia e no interior do edifício e por um conjunto de pilares na zona central, todos os elementos encontram-se ligados por vigas nas quais descarregam as lajes. Os cortes e os alçados nas duas direções principais apresentam-se na Figura C-3 assim como os alinhamentos que se designaram por pórticos.

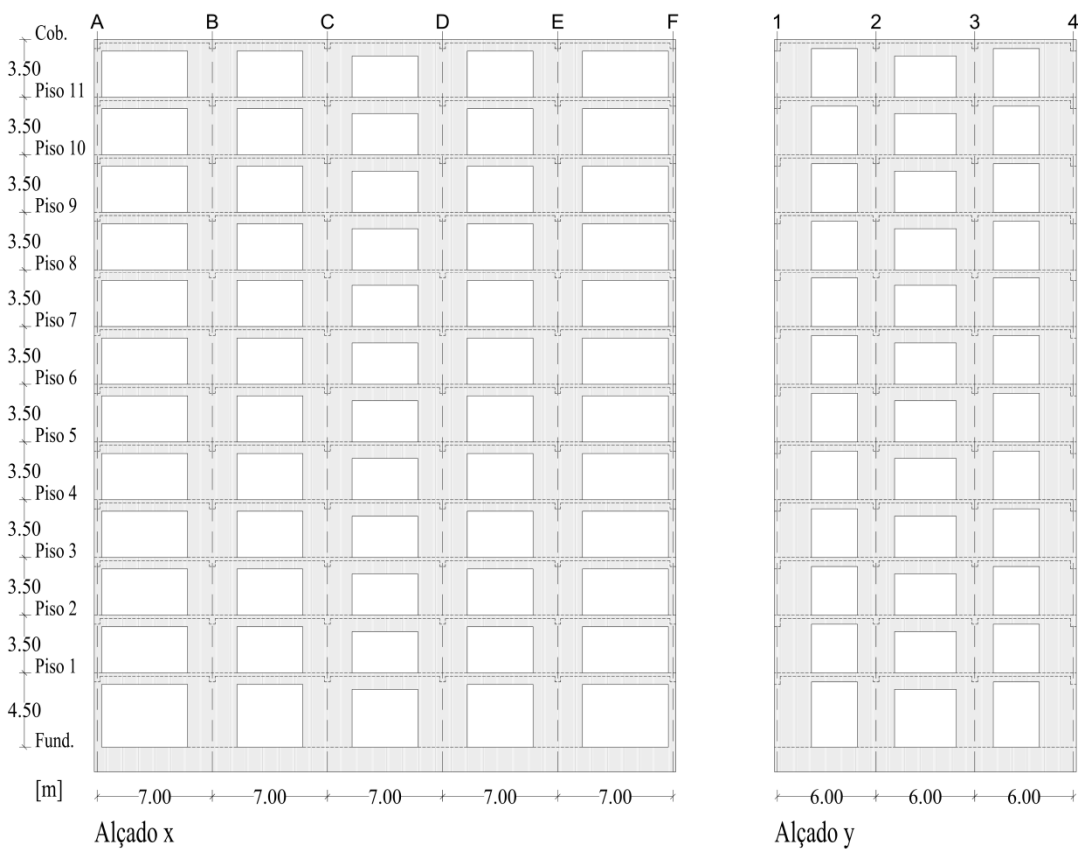
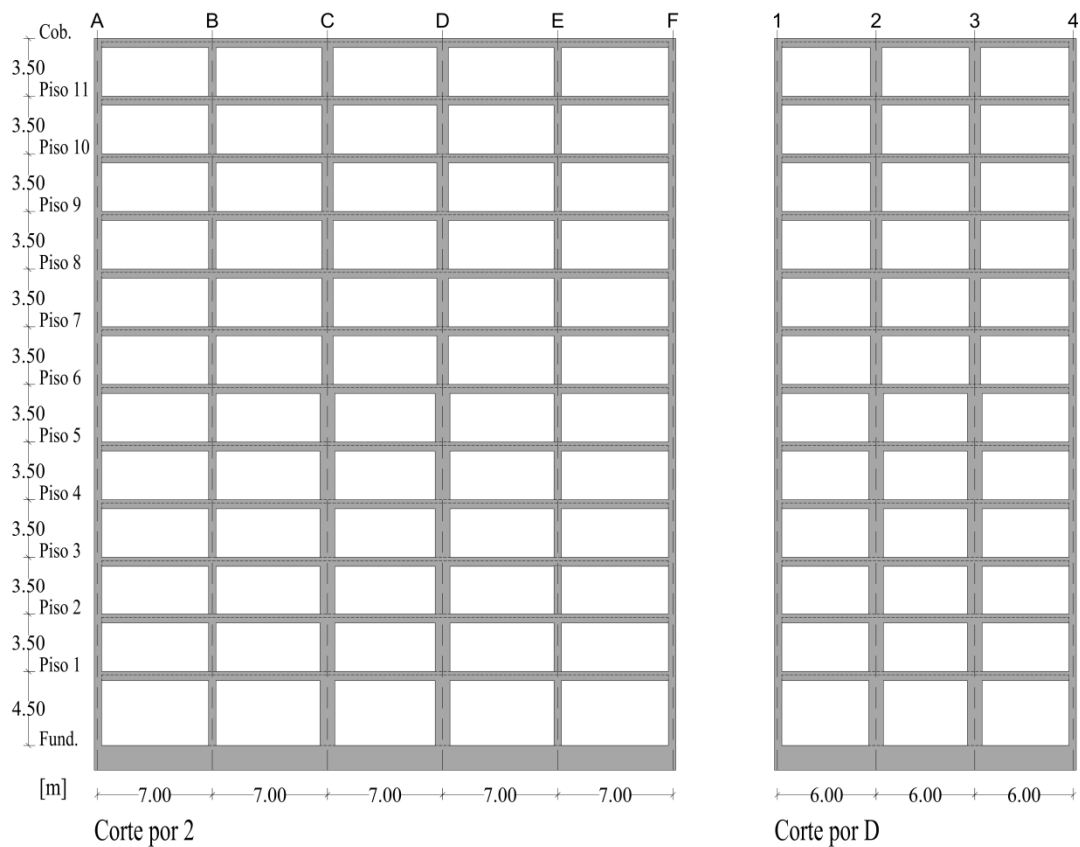


Figura C-3: Cortes e alçados da estrutura do edifício

Medição do peso do edifício

As soluções construtivas das alvenarias, dos pavimentos e cobertura adotadas na execução da estrutura, apresentadas no Apêndice A, e os elementos estruturais, ver Figura C-1, dão origem à seguinte contabilização do peso do edifício.

Quadro C-3: Cargas permanentes “G” elementos estruturais em betão armado

Elemento	Dimensões			Volume [m ³]	N.º de elementos	Peso volúmico γ [kN/m ³]	Forças de massa [kN]
	x	y	z				
PISO 0							
Pilares	0,900	0,900	2,250	1,82	4	25,00	182,25
Paredes	3,000	0,450	2,250	3,04	8	25,00	607,50
Paredes	0,450	2,250	2,250	2,28	8	25,00	455,63
Paredes	0,450	6,350	2,250	6,43	2	25,00	321,47
TOTAL							1566,84
PISO 1							
Pilares	0,900	0,900	4,000	3,24	4	25,00	324,00
Paredes	3,000	0,450	4,000	5,40	8	25,00	1080,00
Paredes	0,450	2,250	4,000	4,05	8	25,00	810,00
Paredes	0,450	6,350	4,000	11,43	2	25,00	571,50
TOTAL							2785,50
PISO 2 ao PISO 5							
Pilares	0,900	0,900	3,500	2,84	4	25,00	283,50
Paredes	3,000	0,450	3,500	4,73	8	25,00	945,00
Paredes	0,450	2,250	3,500	3,54	8	25,00	708,75
Paredes	0,450	6,350	3,500	10,00	2	25,00	500,06
TOTAL							2437,31
PISO 6							
Pilares	0,900	0,900	1,750	1,42	4	25,00	141,75
Pilares	0,700	0,700	1,750	0,86	4	25,00	85,75
Paredes	3,000	0,450	3,500	4,73	8	25,00	945,00
Paredes	0,450	2,250	3,500	3,54	8	25,00	708,75
Paredes	0,450	6,350	3,500	10,00	2	25,00	500,06
TOTAL							2381,31
PISO 7 ao PISO 11							
Pilares	0,700	0,700	3,500	1,72	4	25,00	171,50
Paredes	3,000	0,450	3,500	4,73	8	25,00	945,00
Paredes	0,450	2,250	3,500	3,54	8	25,00	708,75
Paredes	0,450	6,350	3,500	10,00	2	25,00	500,06
TOTAL							2325,31
PISO 12							
Pilares	0,700	0,700	1,750	0,86	4	25,00	85,75
Paredes	3,000	0,450	1,750	2,36	8	25,00	472,50
Paredes	0,450	2,250	1,750	1,77	8	25,00	354,38
Paredes	0,450	6,350	1,750	5,00	2	25,00	250,03
Platibanda-x	7,000	0,150	1,000	1,05	10	25,00	262,50
Platibanda-y	0,150	6,000	1,000	0,90	6	25,00	135,00
TOTAL							1560,16

O valor da altura z nas medições dos pilares e paredes que se demonstram no Quadro C-3 corresponde a metade da altura entre pisos conforme exemplificado na Figura C-4.

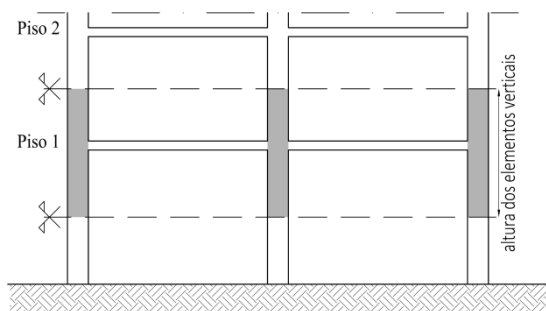


Figura C-4: Representação da medição da altura dos elementos verticais

O Quadro C-3 e o Quadro C-4 apresentam as medições do peso por piso correspondente aos elementos estruturais de betão armado.

Quadro C-4: Cargas permanentes “G” elementos estruturais em betão armado (cont.)

Elemento	Dimensões			Volume [m ³]	N.º de elementos	Peso volúmico γ [kN/m ³]	Forças de massa [kN]
	x	y	z				
PISO 1 ao PISO 6							
Talão de viga-x	5,225	0,350	0,500	0,91	4	25,00	91,44
Talão de viga-x	4,000	0,350	0,500	0,70	4	25,00	70,00
Talão de viga-x	4,000	0,350	0,800	1,12	2	25,00	56,00
Talão de viga-x	6,500	0,350	0,350	0,80	4	25,00	79,63
Talão de viga-x	6,325	0,350	0,350	0,77	4	25,00	77,48
Talão de viga-x	6,100	0,350	0,350	0,75	2	25,00	37,36
Talão de viga-y	0,350	2,800	0,350	0,34	4	25,00	34,30
Talão de viga-y	0,350	3,750	0,800	1,05	2	25,00	52,50
Talão de viga-y	0,350	5,550	0,350	0,68	4	25,00	67,99
Talão de viga-y	0,350	5,275	0,350	0,65	4	25,00	64,62
Talão de viga-y	0,350	5,100	0,350	0,62	2	25,00	31,24
TOTAL							662,55
PISO 7 ao PISO 12							
Talão de viga-x	5,225	0,350	0,500	0,91	4	25,00	91,44
Talão de viga-x	4,000	0,350	0,500	0,70	4	25,00	70,00
Talão de viga-x	4,000	0,350	0,800	1,12	2	25,00	56,00
Talão de viga-x	6,500	0,350	0,350	0,80	4	25,00	79,63
Talão de viga-x	6,425	0,350	0,350	0,79	4	25,00	78,71
Talão de viga-x	6,300	0,350	0,350	0,77	2	25,00	38,59
Talão de viga-y	0,350	2,800	0,350	0,34	4	25,00	34,30
Talão de viga-y	0,350	3,750	0,800	1,05	2	25,00	52,50
Talão de viga-y	0,350	5,550	0,350	0,68	4	25,00	67,99
Talão de viga-y	0,350	5,375	0,350	0,66	4	25,00	65,84
Talão de viga-y	0,350	5,300	0,350	0,65	2	25,00	32,46
TOTAL							667,45
PISO 1 ao PISO 12							
Laje	35,350	18,350	0,200	129,73	1	25,00	3243,36
TOTAL							3243,36

Os elementos não estruturais, revestimentos e elementos de alvenaria encontram-se contabilizados no Quadro C-5 e no Quadro C-6.

Quadro C-5: Cargas permanentes “G” elementos não estruturais

Elemento	Dimensões			Área [m ²]	N.º de elementos	Carga superficial [kN/m ²]	Forças de massa [kN]
	x	y	z				
PISO 1 ao PISO 11							
Revestimento	35,350	18,350	-	648,67	1	1,92	1245,45
TOTAL							1245,45
PISO 12							
Revestimento	35,350	18,350	-	648,67	1	2,82	1829,26
TOTAL							1829,26

Quadro C-6: Cargas permanentes “G” elementos não estruturais (cont.)

Elemento	Dimensões			Área [m ²]	N.º de elementos	Peso do elemento [kN/m ²]	Forças de massa [kN]
	x	y	z				
PISO 1 ao PISO 11							
Parede exterior-x	5,225	-	2,800	14,63	4	3,12	182,58
Parede exterior-x	4,000	-	2,800	11,20	4	3,12	139,78
Parede exterior-x	4,000	-	2,500	10,00	2	3,12	62,40
Parede exterior-y	-	2,800	2,950	8,26	4	3,12	103,08
Parede exterior-y	-	3,750	2,500	9,38	2	3,12	58,50
TOTAL							546,34

O valor das sobrecargas está no Quadro C-7 onde também se encontram os elementos de divisórias amovíveis.

Quadro C-7: Sobrecarga “Q”

Elemento	Dimensões			Área [m ²]	N.º de elementos	Carga superficial [kN/m ²]	Forças de massa [kN]
	x	y	z				
PISO 1 ao PISO 11							
Paredes divisórias	35,350	18,350	-	648,67	1	1,20	778,41
TOTAL							778,41
PISO 1 ao PISO 11							
Habitação	35,350	18,350	-	648,67	1	2,00	1297,35
TOTAL							1297,35
PISO 12							
Cobertura	35,350	18,350	-	648,67	1	0,40	259,47
TOTAL							259,47

Das medições dos Quadros anteriores apresenta-se o resumo por piso das cargas permanentes e das sobrecargas no Quadro C-8.

Quadro C-8: Síntese das forças correspondentes à massa por piso

Piso	Cargas permanentes (G)	Sobrecargas (Q)
	[kN]	[kN]
Piso 1	8483,21	2075,75
Piso 2 ao Piso 5	8135,02	2075,75
Piso 6	8079,02	2075,75
Piso 7 ao Piso 11	8027,92	2075,75
Piso 12	7300,23	259,47

Através da combinação de ações na situação de projeto sísmica, indicada na secção 4.2.3, determinou-se o valor de cálculo das ações, $E_d = G + (\varphi \cdot \psi_2 \cdot Q)$, indicadas no Quadro C-9 que correspondem às cargas permanentes e à parcela quase permanente das sobrecargas em cada piso.

Quadro C-9: Combinação das ações na situação de projeto sísmica

Piso	Cargas permanentes (G)	φ	ψ_2	Sobrecargas (Q)	E_d
	[kN]			[kN]	
Piso 1	8483,21	0,5	0,3	2075,75	8794,57
Piso 2 ao Piso 5	8135,02	0,5	0,3	2075,75	8446,38
Piso 6	8079,02	0,5	0,3	2075,75	8390,38
Piso 7 ao Piso 11	8027,92	0,5	0,3	2075,75	8339,28
Piso 12	7300,23	1	0	259,47	7300,23

Regularidade estrutural

A regularidade estrutural condiciona a escolha do método de análise, do modelo a adotar e do valor do coeficiente de comportamento no cálculo sísmico como visto na análise ao EC8. As condições de regularidade em altura referidas na secção 5.2.2 são facilmente comprovadas contudo, comparativamente à regularidade em planta secção 5.2.1 a verificação já não é tão óbvia sendo necessário proceder à seguinte análise:

- verificar a esbelteza λ
- determinar o raio de giração da massa l_s
- determinar do raio de torção r
- verificar a excentricidade estrutural e_o

A esbelteza do edifício em planta não deve ser superior a 4, é determinada pela expressão (5-1), neste exemplo de estudo toma o valor de $\lambda = 35,35/18,35 = 1,93$.

A geometria do edifício em planta é um retângulo de comprimento 35,35 m e largura 18,35 m, logo, o raio de giração da massa determinou-se de modo simplificado pela expressão (5-5) obtendo-se o seguinte valor $l_s = \sqrt{(35,35^2 + 18,35^2)}/12 = 11,50$ m .

O raio de torção determinou-se com a metodologia simplificada do EC8 descrita na secção 5.2.1. Na determinação deste parâmetro há que saber a rigidez de torção global em relação ao centro de rigidez lateral e a rigidez lateral de todos os elementos sísmicos primários. Para determinar a rigidez lateral global em cada direcção é necessário saber quais os elementos da estrutura classificados como elementos sísmicos primários, pois são estes elementos que contribuem para a mobilização sísmica e são dimensionados para tal.

Como veremos mais à frente existem certos elementos que vão ser classificados como elementos sísmicos secundários, como é o caso dos pilares, deste modo a rigidez lateral global para cada direcção é determinada tendo em conta todos os elementos sísmicos primários nessa direcção. Como não existe variação de secção transversal dos elementos verticais primários nos vários pisos e os mesmos são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício, basta determinar este parâmetro para um único piso. Quando fala-se dos elementos primários referem-se simplesmente as paredes.

A rigidez lateral corresponde à rigidez de translação que ocorre em cada direcção de análise, como o módulo de elasticidade dos vários elementos é igual não é considerado e determina-se simplesmente o momento de inércia de área.

A rigidez lateral na direção y , K_y , corresponde ao valor total da inércia em torno de x que toma o valor de $K_y = 22,8030 \text{ m}^4$, ver Quadro C-10.

Quadro C-10: Inércia dos elementos verticais na direção y

Elemento	Dimensão [m]		Inércia (I_x) [m ⁴]	N.º de elementos	Inércia total [m ⁴]
Parede (0.45×2.25)	0,45	2,25	0,4271	8	3,4172
Parede (0.45×6.35)	0,45	6,35	9,6018	2	19,2036
Parede (3.00×0.45)	3,00	0,45	0,0228	8	0,1823
TOTAL					22,8030

De modo análogo no Quadro C-11 apresenta-se o valor total da inércia em torno de y que corresponde à rigidez lateral na direção x , K_x , e tem o valor de $K_x = 8,3331 \text{ m}^4$.

Quadro C-11: Inércia dos elementos verticais na direção x

Elemento	Dimensão [m]		Inércia (I_y) [m ⁴]	N.º de elementos	Inércia total [m ⁴]
Parede (0.45×2.25)	0,45	2,25	0,0171	8	0,1367
Parede (0.45×6.35)	0,45	6,35	0,0482	2	0,0964
Parede (3.00×0.45)	3,00	0,45	1,0125	8	8,1000
TOTAL					8,3331

O valor da rigidez de torção global em relação ao centro de rigidez lateral, K_θ , corresponde ao somatório da rigidez de torção em cada direção conforme indicado no Quadro C-12 e Quadro C-13. O valor da rigidez de torção global é $K_\theta = 3828,7465 \text{ m}^6$.

Quadro C-12: Rigidez de torção na direção y

Elemento	Dimensão [m]		Distância (x) [m]	Inércia (I_x) [m ⁴]	N.º de elementos (n)	$x^2 I_x n$ [m ⁶]
Parede (3.00×0.45)	3,00	0,45	3,50	0,0228	4	1,1163
Parede (3.00×0.45)	3,00	0,45	10,50	0,0228	4	10,0465
Parede (0.45×6.35)	0,45	6,35	10,50	9,6018	2	2117,1959
Parede (0.45×2.25)	0,45	2,25	17,50	0,4271	8	1046,5137
TOTAL						3174,8724

Quadro C-13: Rigidez de torção na direção x

Elemento	Dimensão [m]		Distância (y) [m]	Inércia (I_y) [m ⁴]	N.º de elementos (n)	$y^2 I_y n$ [m ⁶]
Parede (0.45×2.25)	0,45	2,25	3,00	0,0171	4	0,6151
Parede (0.45×2.25)	0,45	2,25	8,05	0,0171	4	4,4288
Parede (3.00×0.45)	3,00	0,45	8,95	1,0125	8	648,8303
TOTAL						653,8742

O raio de torção determinou-se pela expressão $r = (K_\theta / K)^{1/2}$ e obteve-se para a direção y o valor de $r_x = 12,96$ m e para a direção x o valor de $r_y = 21,44$ m . Como $r \geq l_s$ a estrutura do edifício não é classificada como torsionalmente flexível.

Quanto à excentricidade estrutural e_o , a expressão (5-2) verifica-se pois o centro de rigidez coincide com o centro de gravidade.

Neste ponto com as várias condições realizadas e verificadas pode-se classificar a estrutura como sendo regular em planta.

Período de vibração fundamental

Conhecido o valor das ações de cada piso determinou-se o período do modo fundamental de vibração da estrutura pelo método de Rayleigh para as duas direções principais. Para tal com o auxílio do programa Ftool, programa de análise de pórticos planos, modelou-se a estrutura numa associação em série dos diversos pórticos, designado de pórtico em comboio, nas duas direções como demonstram a Figura C-5 e a Figura C-6.

O modelo de cálculo apresentado na Figura C-5 corresponde à direção x .

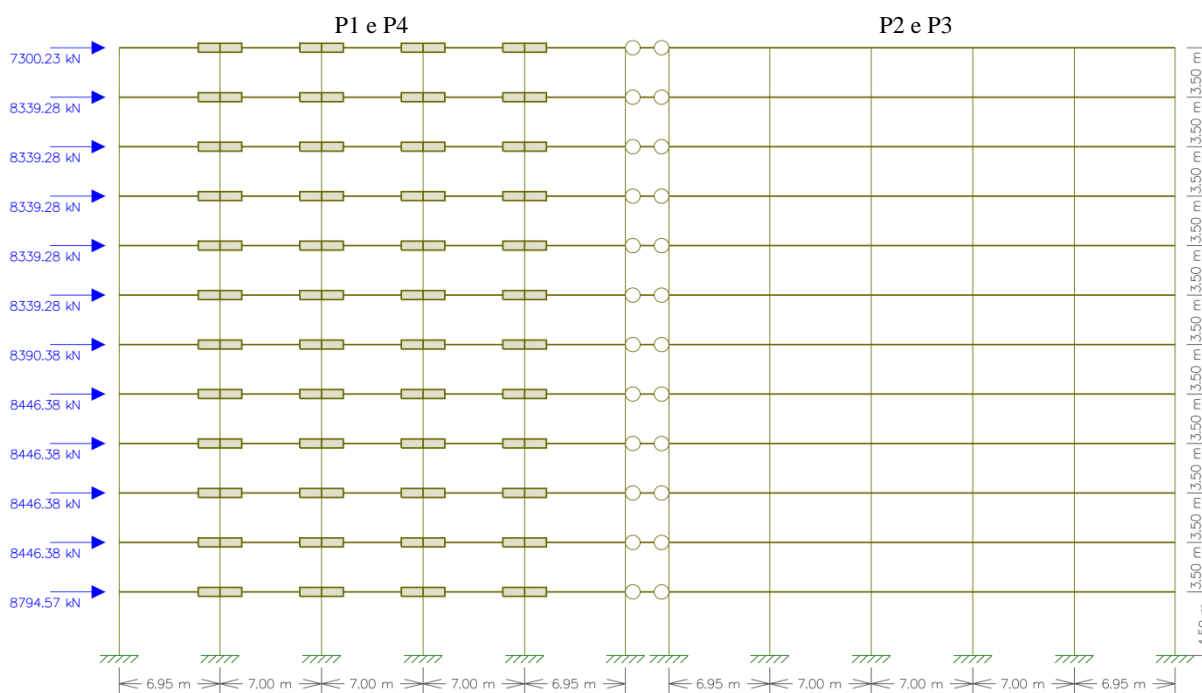


Figura C-5: Modelo do pórtico em comboio na direção x

As ações consideradas, ver Quadro C-9, que correspondem à massa dos pisos foram aplicadas horizontalmente ao nível de cada piso no pórtico em comboio, através deste procedimento obteve-se o valor dos deslocamentos horizontais que se produzem na estrutura (em determinada direção x ou y) quando submetida ao conjunto de forças ao nível dos pisos.

Com os deslocamentos obtidos neste modelo e apresentados no Quadro C-14 determinou-se a frequência própria da estrutura pelo método de Rayleigh.

Quadro C-14: Período fundamental de vibração na direção x

Piso	Forças (F_i) [kN]	Deslocamentos (d_i) [mm]	$F_i \times d_i$ [kN.m]	$F_i \times d_i^2$ [kN.m ²]
1	8794,57	28,89	254,08	7,34
2	8446,38	73,07	617,18	45,10
3	8446,38	123,90	1046,51	129,66
4	8446,38	175,80	1484,87	261,04
5	8446,38	225,90	1908,04	431,03
6	8390,38	272,50	2286,38	623,04
7	8339,28	314,70	2624,37	825,89
8	8339,28	352,00	2935,43	1033,27
9	8339,28	384,20	3203,95	1230,96
10	8339,28	411,50	3431,61	1412,11
11	8339,28	434,20	3620,92	1572,20
Cobertura	7300,23	453,40	3309,92	1500,72
TOTAL	99967,12		26723,25	9072,35
frequência, f [Hz]			0,8555	
período, T [s]			1,169	

Para a direção y seguiu-se o mesmo procedimento utilizado anteriormente na direção x, a Figura C-6 apresenta o modelo de cálculo e o Quadro C-15 o valor dos deslocamentos horizontais e a determinação do período fundamental da estrutura nessa direção.

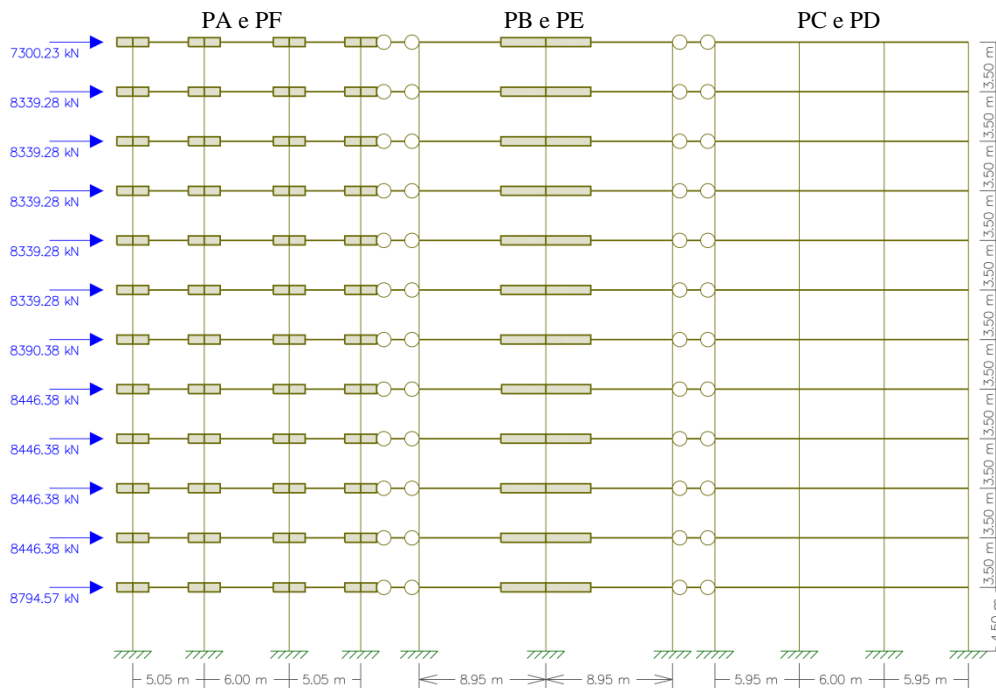


Figura C-6: Modelo do pórtico em comboio na direção y

Quadro C-15: Período fundamental de vibração na direção y

Piso	Forças (F_i) [kN]	Deslocamentos (d_i) [mm]	$F_i \times d_i$ [kN.m]	$F_i \times d_i^2$ [kN.m ²]
1	8794,57	19,49	171,41	3,34
2	8446,38	53,71	453,66	24,37
3	8446,38	97,43	822,93	80,18
4	8446,38	146,20	1234,86	180,54
5	8446,38	196,70	1661,40	326,80
6	8390,38	246,90	2071,59	511,47
7	8339,28	295,30	2462,59	727,20
8	8339,28	340,70	2841,19	967,99
9	8339,28	382,80	3192,28	1222,00
10	8339,28	421,50	3515,01	1481,58
11	8339,28	457,00	3811,05	1741,65
Cobertura	7300,23	490,20	3578,57	1754,22
TOTAL	99967,12		25816,53	9021,34
		frequência, f [Hz]	0,8433	
		período, T [s]	1,186	

Em síntese, o valor do período fundamental de vibração da estrutura determinado pelo método de Rayleigh tem o valor de $T_x = 1,169$ s na direção x e de $T_y = 1,186$ s na direção y .

Sendo uma estrutura regular em altura e o período de vibração fundamental em ambas a direções principais ter um valor inferior ao indicado na condição (5-9) o método de análise por forças laterais pode ser aplicado.

Definição da ação sísmica

Após definir um conjunto de parâmetros i.e., a localização, a classe de importância do edifício, o tipo de terreno, o período do edifício e o coeficiente de comportamento para cada direção, estamos em condições de determinar o espectro de cálculo ou de projeto. O coeficiente de comportamento, na direção x e y toma o valor de 3,60 e 3,00 respetivamente, estes valores são justificados mais à frente.

O edifício está localizado em Portugal Continental cuja definição da zona sísmica se apresenta no Quadro C-16.

Quadro C-16: Definição do zonamento sísmico do Município

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona sísmica	Aceleração (a_{gR}) [m/s ²]	Zona sísmica	Aceleração (a_{gR}) [m/s ²]
1,1	2,5	2,3	1,7

Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno do tipo A, a_g é dado por $a_g = \gamma_I a_{gR}$ como referido no início deste Apêndice, o coeficiente de importância toma o valor de 1,00

logo a aceleração à superfície do terreno vale $a_g = 2,5 \text{ m/s}^2$ para a ação sísmica tipo 1 e para a ação sísmica tipo 2 tem o valor de $a_g = 1,7 \text{ m/s}^2$.

O coeficiente de solo, S , determinado pela expressão (4-16) tem o valor de 1,175 para a ação sísmica tipo 1 e o valor de 1,268 para a ação sísmica tipo 2.

O período fundamental de vibração da estrutura nas direções principais está compreendido no ramo de velocidades constantes, i.e., $T_C \leq T_{x,y} \leq T_D$, que define a forma do espectro de resposta de cálculo. O espectro de cálculo para cada direção principal e para as diferentes fontes sísmica, sismo tipo 1 e sismo tipo 2, obtém o seguinte valor:

Na direção x o valor do espectro de cálculo determinado pela expressão (4-13), apresenta o valor de $S_d(T_x = 1,169) = 1,047 \text{ m/s}^2$ para a ação sísmica tipo 1 e para a ação sísmica tipo 2 o valor de $S_d(T_x = 1,169) = 0,340 \text{ m/s}^2$. A Figura C-7 representa o espectro de resposta de cálculo para os dois tipos de ação sísmica.

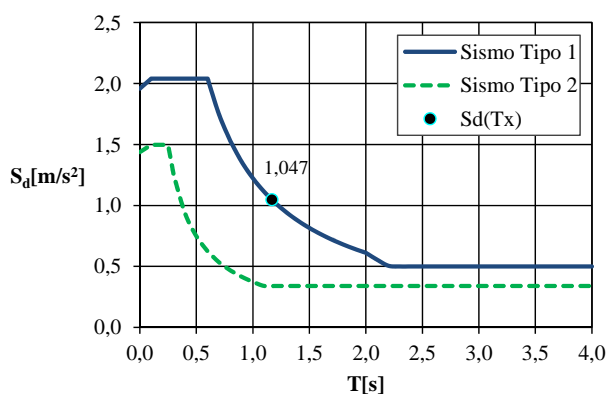


Figura C-7: Espectro de cálculo para a direção x

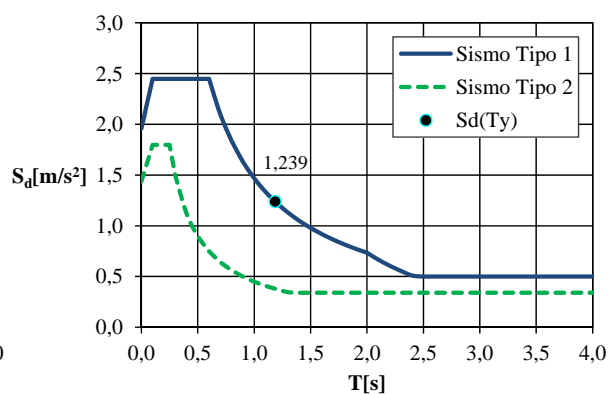


Figura C-8: Espectro de cálculo para a direção y

De modo análogo à direção x , na direção y o espectro de projeto toma o valor de $S_d(T_y = 1,186) = 1,239 \text{ m/s}^2$ para a ação sísmica tipo 1 e $S_d(T_y = 1,186) = 0,379 \text{ m/s}^2$ para a ação sísmica tipo 2, o espectro de projeto representa-se na Figura C-8.

Como se pode verificar na Figura C-7 e na Figura C-8, o sismo tipo 1 é condicionante para o dimensionamento da estrutura como era de esperar devido à localização da estrutura.

Força de corte sísmica na base

Neste momento estamos em condições de proceder à determinação da força de corte sísmica na base ou força de corte basal para cada direção e consequente distribuição das forças sísmicas horizontais pelos pisos.

A força de corte sísmica na base para cada direção determinou-se pela expressão (5-10), o Quadro C-17 corresponde à direção x . Há que referir o valor do peso total do edifício, P_{tot} , corresponde às cargas permanentes e à parcela quase permanente das sobrecargas, ver Quadro C-9, e o fator de correção λ reflete a condição do período da estrutura ser inferior a $2T_c$, ou seja 1,2 e o edifício com mais de dois pisos.

Quadro C-17: Determinação da força de corte na base direção x

Espectro de cálculo, $S_d(T_{1,x})$ [m/s^2]	1,047
Peso total do edifício, P_{tot} [kN]	99967,12
Aceleração de gravidade, g [m/s^2]	9,81
Fator de correção, λ	0,85
Força de corte sísmica na base, F_b [kN]	9070,12

Determinada a força de corte basal procedeu-se ao cálculo, pela expressão (5-17), das forças horizontais equivalentes a distribuir pelos vários pisos e que se demonstra no Quadro C-18.

Quadro C-18: Distribuição das forças sísmicas horizontais direção x

Piso	Altura (z_i) [m]	Peso (P_i) [kN]	$z_i \times P_i$ [kN.m]	Forças horizontais (F_i) [kN]
1	4,5	8794,57	39575,56	153,34
2	8,0	8446,38	67571,06	261,82
3	11,5	8446,38	97133,40	376,36
4	15,0	8446,38	126695,73	490,91
5	18,5	8446,38	156258,07	605,45
6	22,0	8390,38	184588,41	715,22
7	25,5	8339,28	212651,70	823,96
8	29,0	8339,28	241839,18	937,05
9	32,5	8339,28	271026,67	1050,14
10	36,0	8339,28	300214,16	1163,24
11	39,5	8339,28	329401,65	1276,33
Cobertura	43,0	7300,23	313909,68	1216,30
TOTAL		99967,12	2340865	9070,12

Para a direção y seguiu-se o mesmo procedimento demonstrado anteriormente, a determinação da força de corte na base está explicada no Quadro C-19 e a distribuição das forças sísmicas horizontais pelos pisos apresenta-se no Quadro C-20.

Quadro C-19: Determinação da força de corte na base direção y

Espectro de cálculo, $S_d(T_{1,y})$ [m/s^2]	1,239
Peso total do edifício, P_{tot} [kN]	99967,12
Aceleração de gravidade, g [m/s^2]	9,81
Fator de correção, λ	0,85
Força de corte sísmica na base, F_b [kN]	10728,11

Quadro C-20: Distribuição das forças sísmicas horizontais na direção y

Piso	Altura (z_i) [m]	Peso (P_i) [kN]	$z_i \times P_i$ [kN.m]	Forças horizontais (F_i) [kN]
1	4,5	8794,57	39575,56	181,37
2	8,0	8446,38	67571,06	309,68
3	11,5	8446,38	97133,40	445,16
4	15,0	8446,38	126695,73	580,64
5	18,5	8446,38	156258,07	716,13
6	22,0	8390,38	184588,41	845,96
7	25,5	8339,28	212651,70	974,58
8	29,0	8339,28	241839,18	1108,34
9	32,5	8339,28	271026,67	1242,11
10	36,0	8339,28	300214,16	1375,87
11	39,5	8339,28	329401,65	1509,64
Cobertura	43,0	7300,23	313909,68	1438,64
TOTAL		99967,12	2340865	10728,12

No modelo global da estrutura, constituído por todos os elementos, aplicaram-se as forças sísmicas horizontais ao nível dos pisos, determinaram-se as reações na base dos elementos verticais do edifício e procedeu-se à classificação do tipo de sistema estrutural.

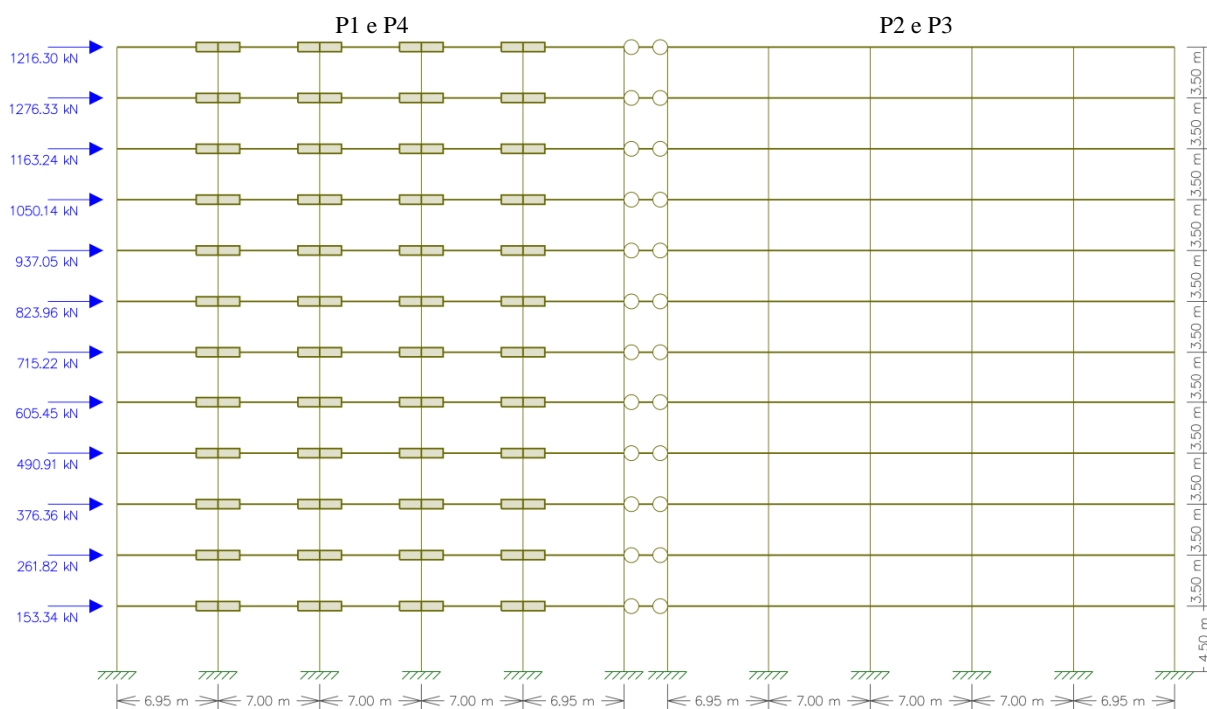


Figura C-9: Pórtico em comboio na direção x com as forças sísmicas horizontais

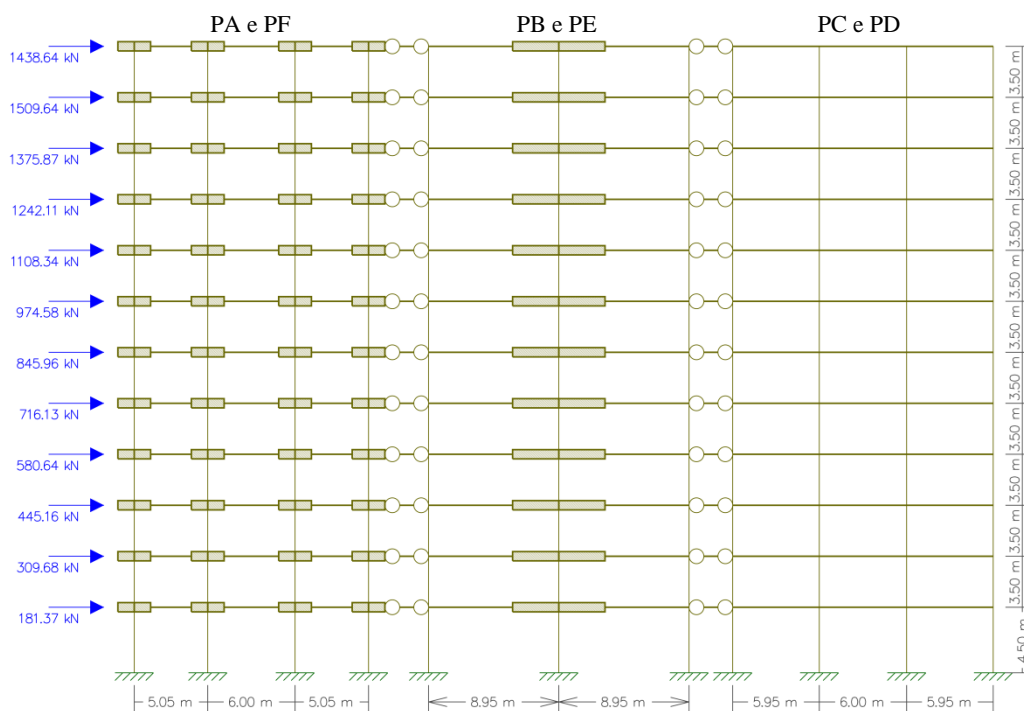


Figura C-10: Pórtico em comboio na direção y com as forças sísmicas horizontais

Com os modelos apresentados na Figura C-9 e Figura C-10, obtiveram-se as reações na base dos elementos verticais que se referem no Quadro C-21 e no Quadro C-22 para a direção x e direção y respetivamente, o valor destas reações é proporcional à rigidez dos elementos.

Quadro C-21: Reações do esforço transversal na base segundo a direção x

Pórtico	Reações (corte basal)						Total	Rigidez (k_i)
	[kN]							
P1	15,21	978,50	1180,07	1180,07	978,50	15,21	4347,53	47,9
P2	20,90	11,71	61,16	61,16	11,71	20,90	187,54	2,1
P3	20,90	11,71	61,16	61,16	11,71	20,90	187,54	2,1
P4	15,21	978,50	1180,07	1180,07	978,50	15,21	4347,53	47,9
TOTAL							9070,13	100,0

Quadro C-22: Reações do esforço transversal na base segundo a direção y

Pórtico	Reações (corte basal)				Total	Rigidez (k_i)
	[kN]					
PA	230,89	376,17	376,17	230,88	1214,10	11,3
PB	22,77	3990,99		22,76	4036,52	37,6
PC	17,60	39,10	39,10	17,60	113,38	1,1
PD	17,60	39,10	39,10	17,60	113,38	1,1
PE	22,77	3990,99		22,76	4036,52	37,6
PF	230,89	376,17	376,17	230,88	1214,10	11,3
TOTAL					10727,98	100,0

Numa rápida análise às reações na base dos elementos na direção x , Quadro C-21, os pórticos de extremidade do edifício constituídos por paredes ligadas por vigas, P1 e P4, mobilizam

95,8% da força de corte basal enquanto os pórticos interiores, P2 e P3, aos quais estão associados os pilares absorvem 4,2% das forças horizontais.

Na direção y, novamente constatou-se que os pórticos que contêm os pilares, pórtico PC e PD, têm uma participação muito reduzida na mobilização sísmica, 2,2%. Os pórticos de extremidade PA e PF mobilizam 22,6% da ação sísmica e são constituídos por paredes ligadas de forma regular por vigas. Quando aos pórticos PB e PE, são aqueles que pela elevada rigidez devido às dimensões das paredes têm uma maior sollicitação à ação sísmica com 75,2%.

Em conclusão desta análise, as paredes ligadas ou não entre si por vigas são os elementos sísmicos primários e os pilares classificados como elementos sísmicos secundários cumprem o requisito da contribuição na rigidez lateral ser inferior a 15% dos elementos sísmicos primários.

O modelo estrutural em análise simplifica-se e incorpora apenas os elementos primários como mostra a Figura C-11.

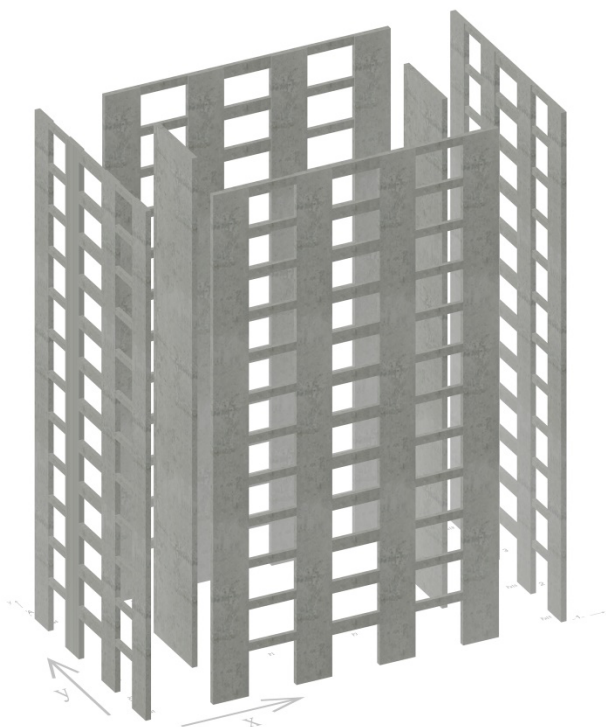


Figura C-11: Modelo da estrutura com os elementos primários

O edifício tem uma estrutura simétrica nas duas direções, logo o centro de massa coincide com o centro de rigidez na interseção dos eixos de simetria.

Definição do tipo de sistema estrutural

Como visto no ponto anterior, os pórticos que incluem os pilares têm uma contribuição muito reduzida na mobilização sísmica podendo assim classificá-los como elementos sísmicos secundários.

Deste modo o sistema primário para ambas as direções é um sistema de paredes dúcteis que na direção x é constituído pelas paredes de extremidade ligadas por vigas e na direção y é constituído pelas paredes de extremidade ligadas também por vigas e as paredes simples interiores, Figura C-11.

Para as paredes ligadas por vigas temos agora que verificar se estas se podem classificar como parede acoplada (desde que as vigas provoquem uma redução de pelo menos 25% da soma dos momentos fletores obtidos na base das paredes como se cada uma funcionasse separadamente).

Na direção x esta verificação passa por conceber dois modelos estruturais, um modelo com as paredes acopladas, Figura C-12, e um outro modelo em que as vigas de acoplamento incorporam rótulas nas extremidades, Figura C-13.

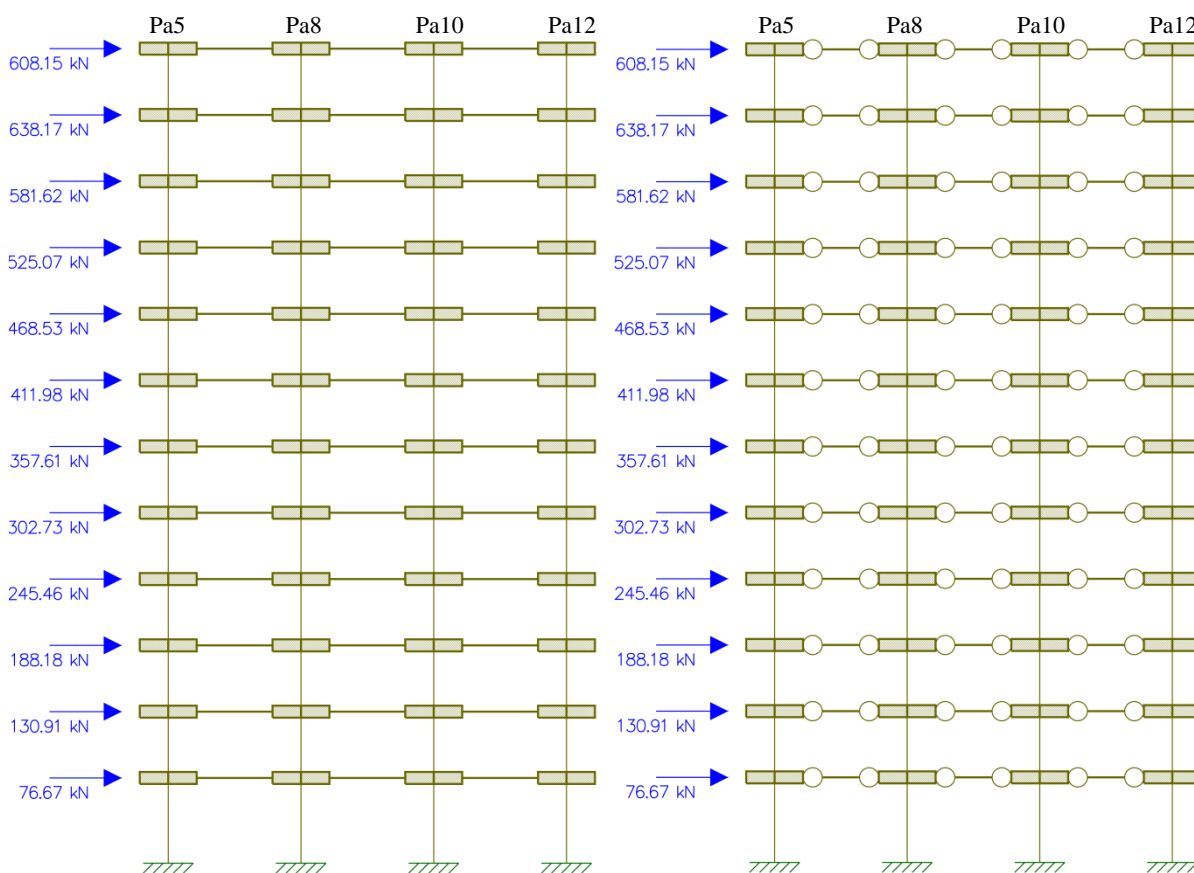


Figura C-12: Modelo C1 paredes acopladas

Figura C-13: Modelo C2 paredes não acopladas

Dos modelos anteriores obteve-se os esforços na base das paredes que se apresentam na Figura C-14 e na Figura C-15.

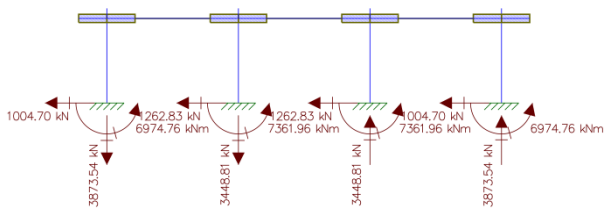


Figura C-14: Reações na base do modelo C1

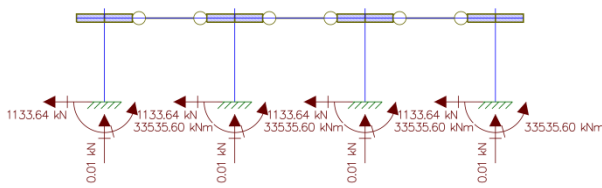


Figura C-15: Reações na base do modelo C2

Como se pode verificar pelo Quadro C-23 a redução do momento fletor na base ronda os 80% pelo que se considera que as paredes ligadas por vigas constituem uma parede acoplada.

Quadro C-23: Verificação das paredes ligadas por vigas direção x

Pórtico P'1 (designação das paredes)	Pa5	Pa8	Pa10	Pa12
Paredes acopladas M_{base} [kN.m]	6974,76	7361,96	7361,96	6974,76
Paredes com rótulas nas vigas M_{base} [kN.m]	33535,60	33535,60	33535,60	33535,60
Redução do momento fletor	79,2%	78,0%	78,0%	79,2%

Na direção y a periferia do edifício é composta por paredes ligadas de forma regular entre si por vigas e no interior do edifício paredes simples. As paredes ligadas por vigas devem ser estudadas para ver se constituem uma parede acoplada, neste caso como a maior parte da resistência total à força de corte é devido às paredes simples, 74,4%, o sistema nesta direção é classificado como um sistema de paredes não acopladas dispensando-se o referido estudo, contudo, à vista do exemplo anterior as vigas provocam o mesmo efeito nas paredes.

Coefficiente de comportamento

Conhecido o tipo de sistema estrutural nas duas direções principais, direção x sistema de paredes acopladas e na direção y sistema de paredes não acopladas, e a classe de ductilidade pretendida no dimensionamento da estrutura, DCM, pode-se assim determinar o coeficiente de comportamento pela expressão (6-1).

Os valores básicos do coeficiente de comportamento, q_o , para os vários sistemas estruturais regulares em altura são apresentados no Quadro 6-1. Na direção x e na direção y q_o toma o valor de $3\alpha_u/\alpha_1$ (sistema de paredes acopladas) e 3,0 (sistema de paredes não acopladas). O parâmetro α_u/α_1 , que está implícito no valor de q_o para a direção x, toma o valor de 1,2 por se tratar de sistema de paredes acopladas.

Tendo definido os valores do coeficiente de comportamento básico, falta agora determinar o coeficiente k_w pela expressão (6-2) em que, $k_w = (1 + h_{wi}/l_{wi})/3 = (1 + 43/6,35)/3 = 2,59 \leq 1,0$.

Da expressão (6-1) obtém-se o coeficiente de comportamento do edifício que na direção x tem o valor de $q_o = 3,0 \times 1,2 \times 1,0 = 3,6$ e na direção y o valor é de $q_o = 3,0 \times 1,0 = 3,0$.

Verificação da deformada

O cumprimento do requisito de Limitação de Danos, DLR, deve ser verificado o deslocamento relativo entre pisos, no caso de o edifício incorporar paredes de alvenaria designadas por elementos frágeis não estruturais, logo é necessário limitar o valor do deslocamento cumprindo a expressão (5-42).

Esta verificação é feita para as duas direções principais com as forças sísmicas horizontais aplicadas nos elementos primários como se representa na Figura C-16 e na Figura C-17.

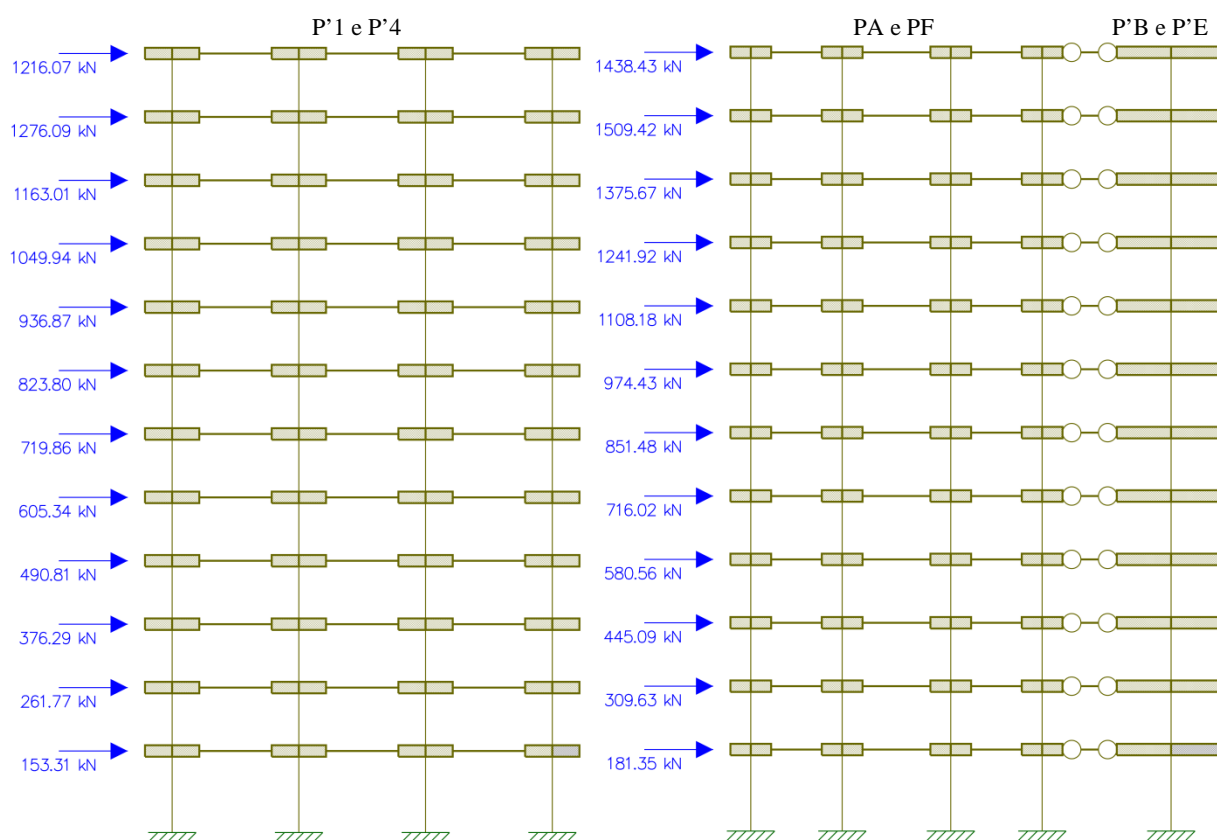


Figura C-16: Elementos primários direção x

Figura C-17: Elementos primários direção y

Na verificação do deslocamento relativo entre pisos que se apresenta a seguir, o valor do deslocamento dos pisos d_e obtido pela análise de pórticos planos é afetado com os efeitos da torção δ devido à ação sísmica e determinados de acordo com a expressão (5-26).

Os efeitos da torção considera a distância do(s) elemento(s) ao centro de gravidade, como na direção y os elementos resistentes verticais encontram-se em alinhamentos distintos esta situação corresponde a valores de δ diferentes para cada elemento ou conjunto de elementos,

contudo, o valor de δ utilizado é o que corresponde à situação mais gravosa ou seja aos elementos mais afastados do centro de gravidade.

Pela expressão (5-26) o efeito da torção toma o valor de $\delta = 1 + 0,6 \times 9 / 18 = 1,30$ para a direção x e de $\delta = 1 + 0,6 \times 17,5 / 35 = 1,30$ para a direção y .

No Quadro C-24 e no Quadro C-25 apresenta-se a verificação do deslocamento relativo entre pisos que é limitado a $0,005h$. O coeficiente de redução, ν , tem o valor de 0,40 pelo facto da ação sísmica considerada ser a do tipo 1 (sismo afastado).

Quadro C-24: Deslocamentos dos vários pisos na direção x

Piso	Altura (h) [m]	d_e [mm]	δ	$d_e \delta$ [mm]	q	d_s [mm]	d_r [mm]	ν	$d_r \nu / h \leq 0,005$ [m]
1	4,5	3,22		4,19		15,07	15,07		0,0013
2	3,5	8,45		10,99		39,55	24,48		0,0028
3	3,5	14,83		19,28		69,40	29,86		0,0034
4	3,5	21,73		28,25		101,70	32,29		0,0037
5	3,5	28,75		37,38		134,55	32,85		0,0038
6	3,5	35,61	1,30	46,29	3,60	166,65	32,10	0,40	0,0037
7	3,5	42,11		54,74		197,07	30,42		0,0035
8	3,5	48,12		62,56		225,20	28,13		0,0032
9	3,5	53,52		69,58		250,47	25,27		0,0029
10	3,5	58,25		75,73		272,61	22,14		0,0025
11	3,5	62,32		81,02		291,66	19,05		0,0022
Cobertura	3,5	65,84		85,59		308,13	16,47		0,0019

Quadro C-25: Deslocamentos dos vários pisos na direção y

Piso	Altura (h) [m]	d_e [mm]	δ	$d_e \delta$ [mm]	q	d_s [mm]	d_r [mm]	ν	$d_r \nu / h \leq 0,005$ [m]
1	4,5	2,76		3,59		10,76	10,76		0,0010
2	3,5	7,84		10,19		30,58	19,81		0,0023
3	3,5	14,65		19,05		57,14	26,56		0,0030
4	3,5	22,61		29,39		88,18	31,04		0,0035
5	3,5	31,24		40,61		121,84	33,66		0,0038
6	3,5	40,19	1,30	52,25	3,00	156,74	34,91	0,40	0,0040
7	3,5	49,15		63,90		191,69	34,94		0,0040
8	3,5	57,92		75,30		225,89	34,20		0,0039
9	3,5	66,33		86,23		258,69	32,80		0,0037
10	3,5	74,29		96,58		289,73	31,04		0,0035
11	3,5	81,81		106,35		319,06	29,33		0,0034
Cobertura	3,5	88,98		115,67		347,02	27,96		0,0032

Quadro C-26: Coeficiente de sensibilidade θ nas direções x e y

Piso	Altura (h)	P_{tot}	$V_{tot\ x}$	$V_{tot\ y}$	$d_r\ x$	$d_r\ y$	$\theta\ x$	$\theta\ y$
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[%]	[%]
1	4,5	99967,12	9070,12	10728,12	15,07	10,76	0,0369	0,0223
2	3,5	91172,55	8916,78	10546,75	24,48	19,81	0,0715	0,0489
3	3,5	82726,17	8654,96	10237,07	29,86	26,56	0,0815	0,0613
4	3,5	74279,78	8278,60	9791,91	32,29	31,04	0,0828	0,0673
5	3,5	65833,40	7787,69	9211,27	32,85	33,66	0,0794	0,0687
6	3,5	57387,02	7182,24	8495,14	32,10	34,91	0,0733	0,0674
7	3,5	48996,64	6467,02	7649,18	30,42	34,94	0,0658	0,0640
8	3,5	40657,35	5643,06	6674,60	28,13	34,20	0,0579	0,0595
9	3,5	32318,07	4706,01	5566,26	25,27	32,80	0,0496	0,0544
10	3,5	23978,79	3655,87	4324,15	22,14	31,04	0,0415	0,0492
11	3,5	15639,51	2492,63	2948,28	19,05	29,33	0,0341	0,0444
Cobertura	3,5	7300,23	1216,30	1438,64	16,47	27,96	0,0282	0,0405

Na verificação da deformabilidade para além da verificação do deslocamento relativo entre pisos é necessário calcular o índice de sensibilidade, θ , para estimar a importância dos efeitos de 2ª ordem. O índice de sensibilidade é determinado pela expressão (5-38) para cada direção, o Quadro C-26 mostra os referidos valores. Como os valores do coeficiente θ são inferiores a 0,10 não é necessário considerar os efeitos de 2ª ordem no dimensionamento da estrutura.

Esforços de dimensionamento

Os modelos de cálculo apresentados são constituídos apenas pelos elementos sísmicos primários para cada direção de cálculo. As forças horizontais sísmicas aplicadas ao nível dos pisos correspondem a metade do valor total da força sísmica determinada pois neste momento vai-se estudar o(s) elemento(s) elementos individuais, i.e., na direção x os elementos resistentes às forças sísmicas são as paredes acopladas na periferia do edifício nos alinhamentos P1 e P4, logo a força sísmica total nessa direção é subdividida equitativamente para os elementos primários nesses dois alinhamento.

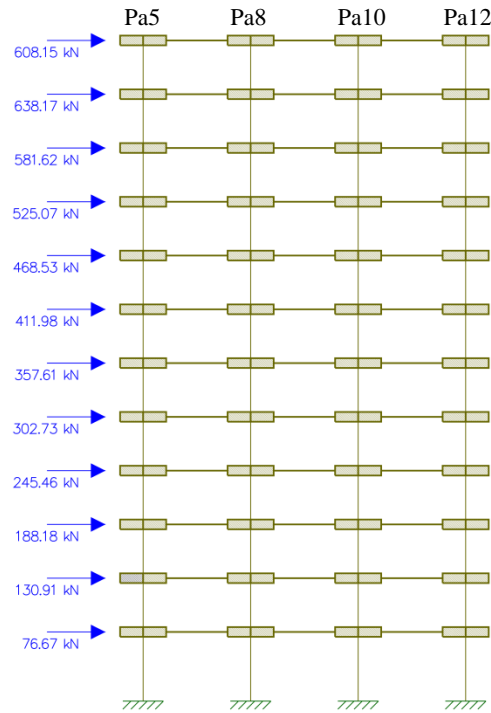


Figura C-18: Forças na direção x aplicadas aos elementos primários

Os esforços obtidos na direção x esquematizam-se na Figura C-19 para as paredes e na Figura C-20 apresentados correspondem às vigas acopladas.

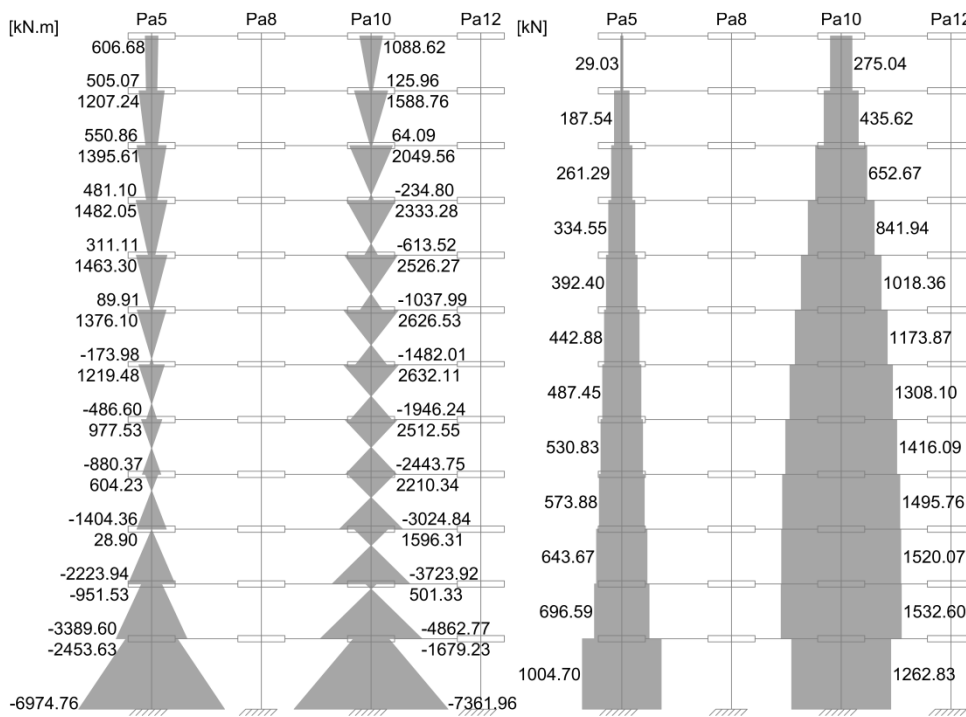


Figura C-19: Momento fletor e esforço transverso nas paredes

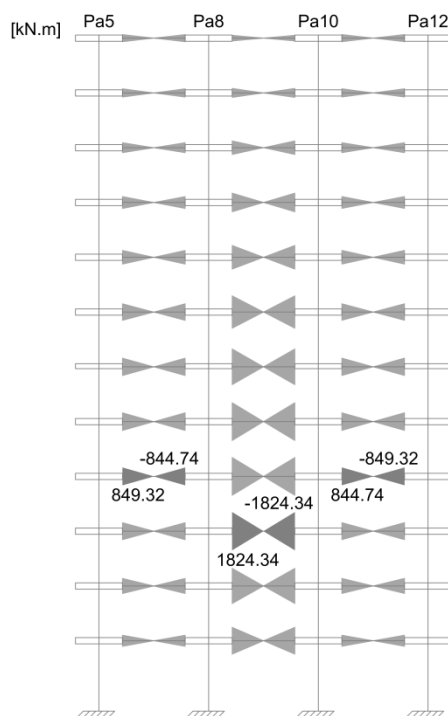


Figura C-20: Momento fletor nas vigas de acoplamento

Na direção y o modelo de análise estrutural apresenta-se na Figura C-21 a fim de se estudarem individualmente os vários elementos fez-se a discretização desse modelo em dois que se apresentam na Figura C-22 e na Figura C-23.

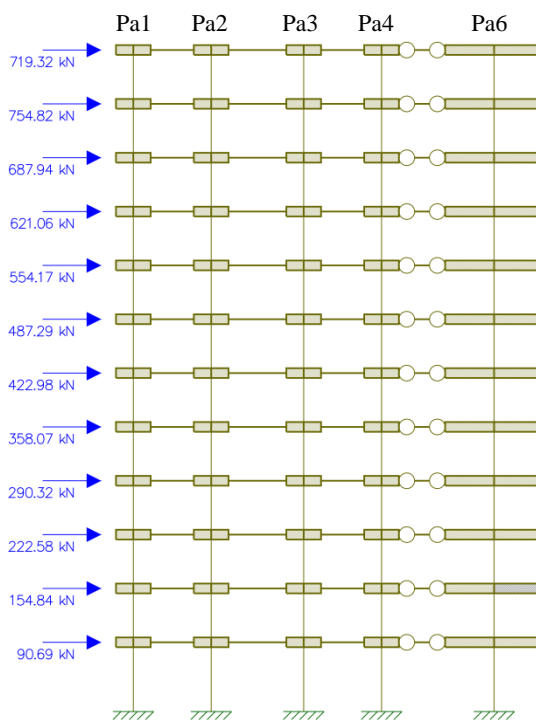


Figura C-21: Forças na direção y aplicadas aos elementos primários

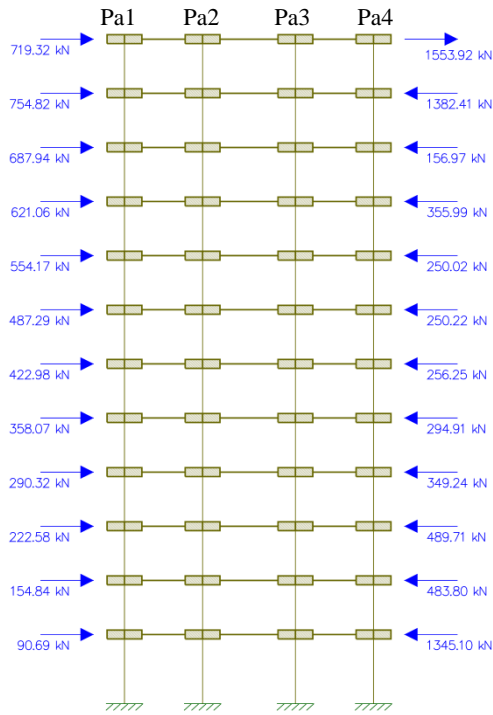


Figura C-22:

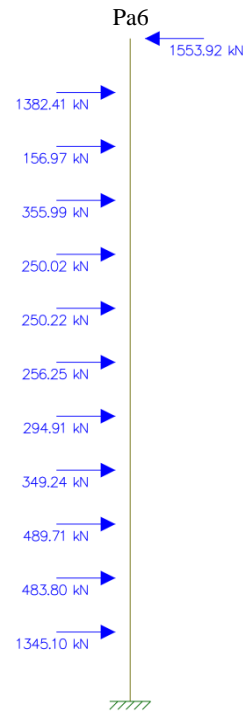


Figura C-23:

Do modelo apresentado na Figura C-22 os esforços obtidos ilustram-se na Figura C-24. Os esforços da parede Pa1 e Pa4 são iguais assim como os da parede Pa3 iguais aos da parede Pa2.

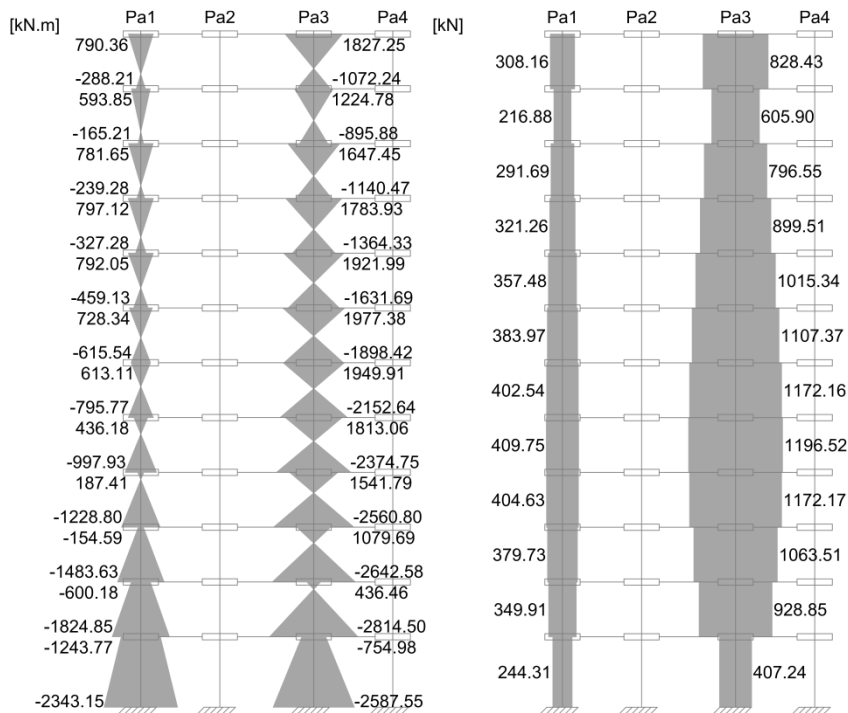


Figura C-24: Momento fletor e esforço transversal nas paredes

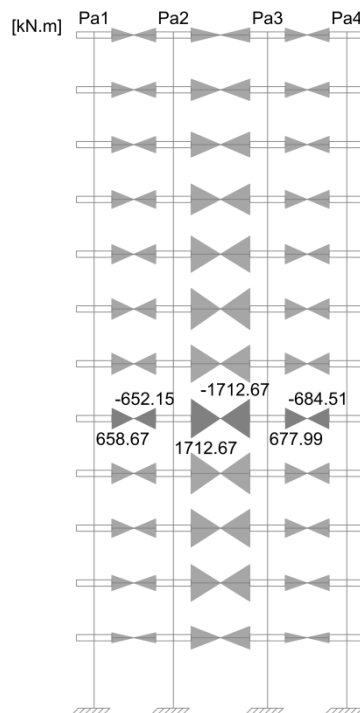


Figura C-25: Momento fletor nas vigas de acoplamento

Os esforços nas vigas apresentados na Figura C-24 correspondem ao quinto piso por serem os mais elevados.

Os esforços resultantes na parede Pa6 do modelo apresentado na Figura C-23 esquematizam-se na Figura C-26.

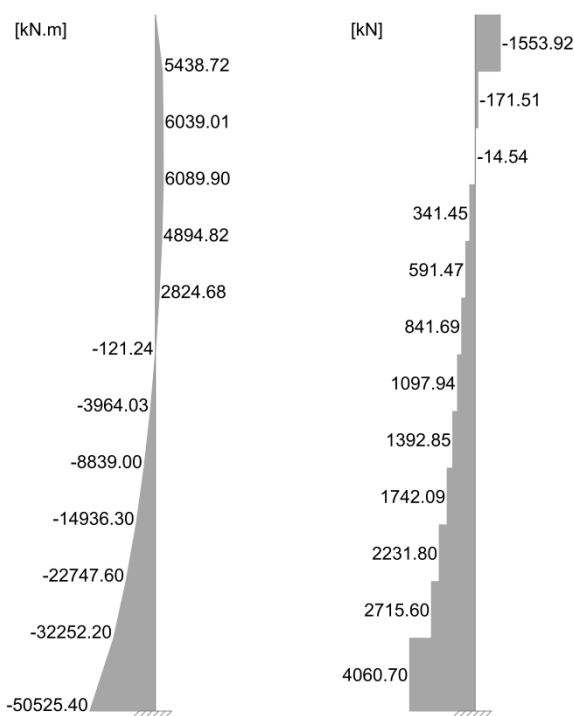


Figura C-26: Parede Pa6 momento fletor e esforço transverso

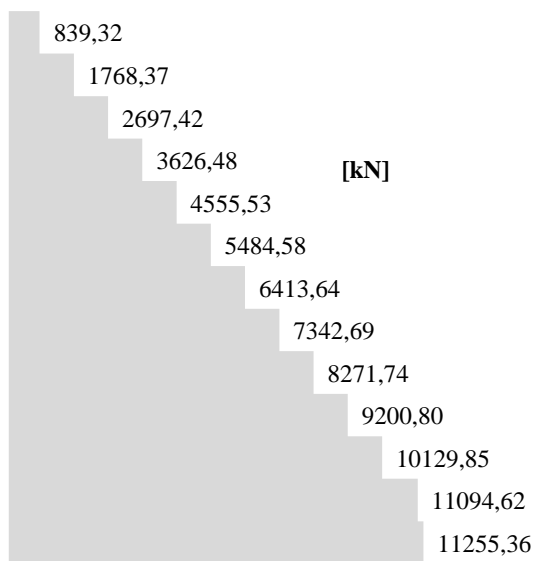
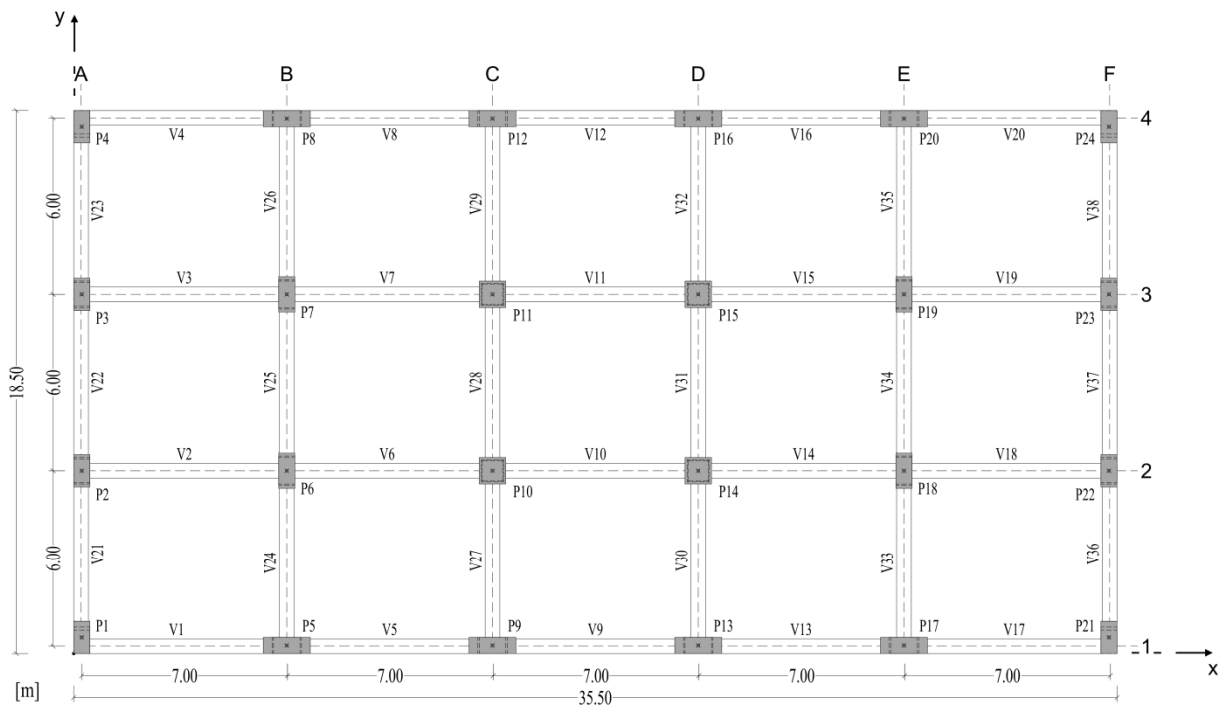


Figura C-27: Esforços axiais devidos às cargas permanentes e parcela quase permanente das sobrecargas da parede Pa6

APÊNDICE D

Caso de estudo B - descrição da estrutura

O caso de estudo B baseia-se num edifício que à vista do exemplo descrito no Apêndice C, tem aproximadamente as mesmas dimensões só o tipo de sistema estrutural é alterado. A configuração apresenta-se na Figura D-1. O edifício é constituído por doze pisos acima do solo sendo o último a cobertura. A planta apresenta uma geometria retangular com as dimensões de 35,50 m × 18,50 m, a altura total do edifício é de 43 m. O primeiro piso está à cota de 4,50 m os restantes pisos têm uma altura de 3,50 m. As dimensões das secções transversais dos vários elementos do sistema estrutural estão descritas na Figura D-1.



Legenda:

Elemento	Dimensões [m]		
	(piso 1)	(piso 2 ao piso 6)	(piso 7 ao piso 12)
P1=P2=P3=P4=P21=P22=P23=P24	(0,55×1,10)	(0,55×0,90)	(0,55×0,80)
P5=P8=P9=P12=P13=P16=P17=P20	(1,60×0,55)	(1,00×0,55)	(0,90×0,55)
P6=P7=P18=P19	(0,55×1,20)	(0,55×1,00)	(0,55×0,90)
P10=P11=P14=P15	(0,90×0,90)	(0,75×0,75)	(0,70×0,70)
V1=V4=V5=V8=V9=V12=V13=V16=V17 =V20=V21=V22=V23=V36=V37=V38		(0,50×1,20)	
V2=V3=V6=V7=V10=V11=V14=V15= V18=V19=V24=V25=V26=V27=V28=V29 =V30=V31=V32=V33=V34=V35		(0,50×1,00)	
Laje		0,20	

Figura D-1: Planta estrutural

Todo o edifício está afeto à habitação, é classificado como pertencendo à classe de importância II e tem associado um coeficiente de importância $\gamma_I = 1,00$. A estrutura é analisada e dimensionada como estrutura de classe de ductilidade média (DCM).

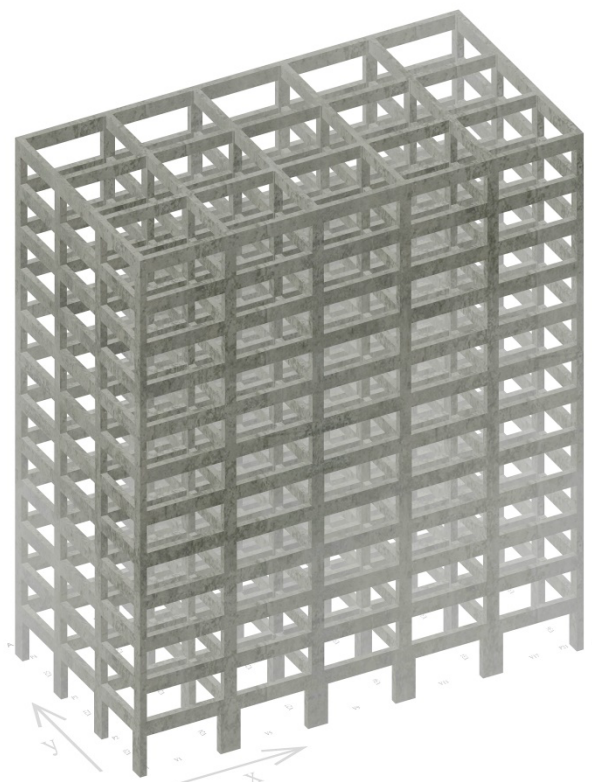


Figura D-2: Modelo 3D da estrutura do edifício

Na direção x existem 4 alinhamentos afastados de 6 m e na direção y o afastamento é de 7 m com 6 alinhamentos, nas duas direções ortogonais principais os alinhamentos em planta são o eixo das vigas. A face dos elementos verticais exteriores coincide com a face exterior das vigas, para os elementos verticais interiores o alinhamento são os respetivos eixos.

O solo de fundação é classificável como um terreno do tipo B à vista do exemplo anterior, as propriedades dos materiais utilizados na execução da estrutura e a zona de implantação são iguais ao exemplo caso de estudo A2 descrito no Apêndice C.

A estrutura do edifício tipo é em betão armado constituída em ambas as direções por um sistema porticado, pilares ligados por vigas nas quais descarregam as lajes. Os cortes e os alçados que se encontram na Figura D-3 têm representado os pórticos em ambas direções.

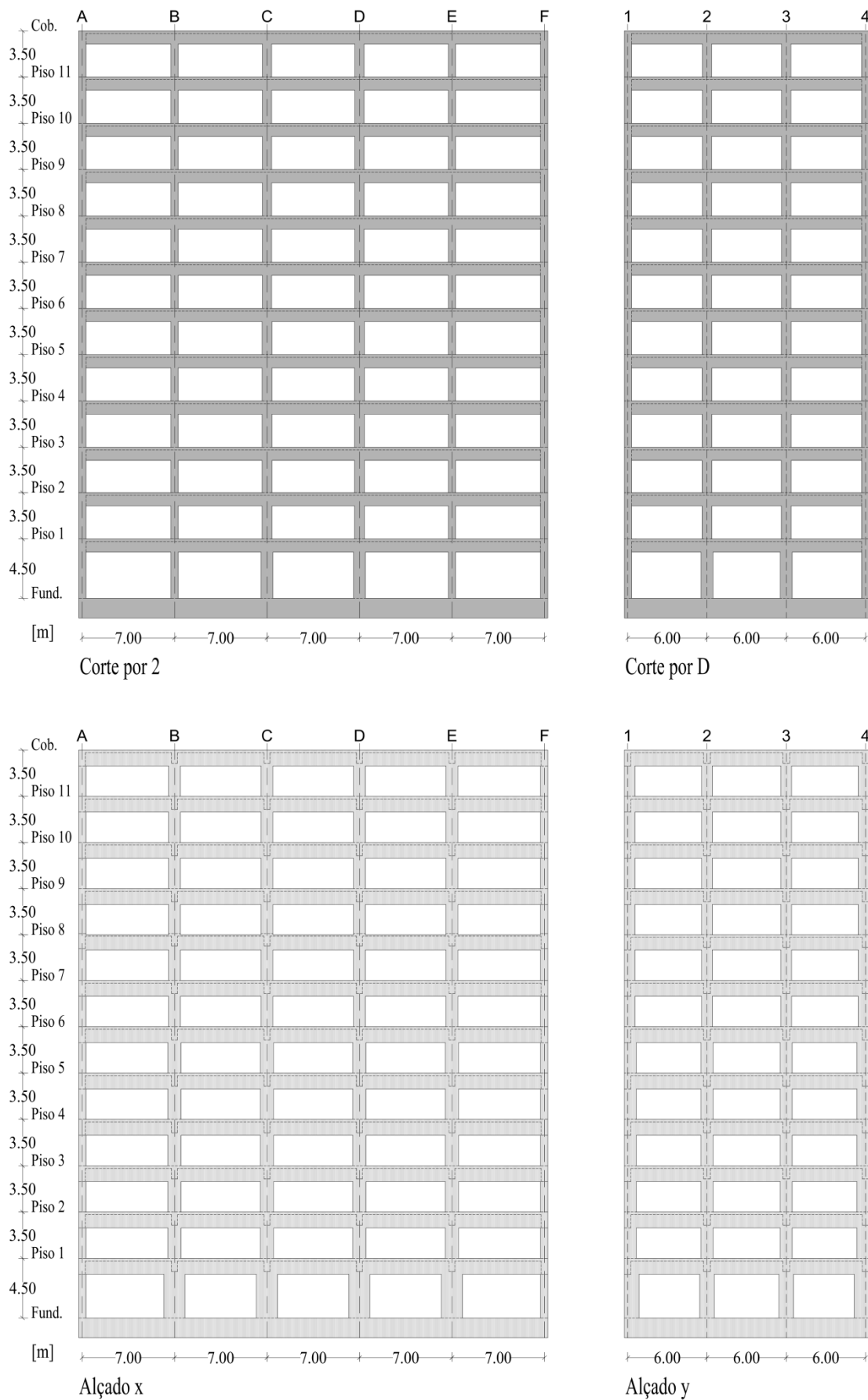


Figura D-3. Cortes e alçados da estrutura do edifício

Medição do peso do edifício

As soluções construtivas adotadas na execução da estrutura ver Apêndice A, e a solução dos elementos estruturais que estão mencionados na Figura D-1 contabilização o seguinte valor do peso do edifício.

Quadro D-1: Cargas permanentes “G” elementos estruturais em betão armado

Elemento	Dimensões			Volume [m ³]	N.º de elementos	Peso volúmico γ [kN/m ³]	Forças de massa [kN]
	x	y	z				
PISO 0							
Pilares	0,550	1,100	2,250	1,36	8	25,00	272,25
Pilares	1,600	0,550	2,250	1,98	8	25,00	396,00
Pilares	0,550	1,200	2,250	1,49	4	25,00	148,50
Pilares	0,900	0,900	2,250	1,82	4	25,00	182,25
TOTAL							999,00
PISO 1							
Pilares	0,550	1,100	2,250	1,36	8	25,00	272,25
Pilares	1,600	0,550	2,250	1,98	8	25,00	396,00
Pilares	0,550	1,200	2,250	1,49	4	25,00	148,50
Pilares	0,900	0,900	2,250	1,82	4	25,00	182,25
Pilares	0,550	0,900	1,750	0,87	8	25,00	173,25
Pilares	1,000	0,550	1,750	0,96	8	25,00	192,50
Pilares	0,550	1,000	1,750	0,96	4	25,00	96,25
Pilares	0,750	0,750	1,750	0,98	4	25,00	98,44
TOTAL							1559,44
PISO 2 ao PISO 5							
Pilares	0,550	0,900	3,500	1,73	8	25,00	346,50
Pilares	1,000	0,550	3,500	1,93	8	25,00	385,00
Pilares	0,550	1,000	3,500	1,93	4	25,00	192,50
Pilares	0,750	0,750	3,500	1,97	4	25,00	196,88
TOTAL							1120,88
PISO 6							
Pilares	0,550	0,900	1,750	0,87	8	25,00	173,25
Pilares	1,000	0,550	1,750	0,96	8	25,00	192,50
Pilares	0,550	1,000	1,750	0,96	4	25,00	96,25
Pilares	0,750	0,750	1,750	0,98	4	25,00	98,44
Pilares	0,550	0,800	1,750	0,77	8	25,00	154,00
Pilares	0,900	0,550	1,750	0,87	8	25,00	173,25
Pilares	0,550	0,900	1,750	0,87	4	25,00	86,63
Pilares	0,700	0,700	1,750	0,86	4	25,00	85,75
TOTAL							1060,06
PISO 7 ao PISO 11							
Pilares	0,550	0,800	3,500	1,54	8	25,00	308,00
Pilares	0,900	0,550	3,500	1,73	8	25,00	346,50
Pilares	0,550	0,900	3,500	1,73	4	25,00	173,25
Pilares	0,700	0,700	3,500	1,72	4	25,00	171,50
TOTAL							999,25

O valor da altura z dos elementos verticais está explicado no mesmo ponto do exemplo descrito no Apêndice C.

As medições que se apresentam do Quadro D-1 ao Quadro D-3 dizem respeito à medição do peso por piso dos elementos estruturais de betão armado.

Quadro D- 2: Cargas permanentes “G” elementos estruturais em betão armado (<i>cont.</i>)							
Elemento	Dimensões			Volume [m ³]	N.º de elementos	Peso volúmico γ [kN/m ³]	Forças de massa [kN]
	x	y	z				
PISO 12							
Pilares	0,550	0,800	1,750	0,77	8	25,00	154,00
Pilares	0,900	0,550	1,750	0,87	8	25,00	173,25
Pilares	0,550	0,900	1,750	0,87	4	25,00	86,63
Pilares	0,700	0,700	1,750	0,86	4	25,00	85,75
Platibanda-x	7,000	0,150	1,000	1,05	10	25,00	262,50
Platibanda-y	0,150	6,000	1,000	0,90	6	25,00	135,00
TOTAL							897,13
PISO 1							
Talão de viga-x	5,900	0,500	1,000	2,95	4	25,00	295,00
Talão de viga-x	5,400	0,500	1,000	2,70	6	25,00	405,00
Talão de viga-x	6,425	0,500	0,800	2,57	4	25,00	257,00
Talão de viga-x	6,275	0,500	0,800	2,51	4	25,00	251,00
Talão de viga-x	6,100	0,500	0,800	2,44	2	25,00	122,00
Talão de viga-y	0,500	4,600	1,000	2,30	4	25,00	230,00
Talão de viga-y	0,500	4,900	1,000	2,45	2	25,00	122,50
Talão de viga-y	0,500	5,100	0,800	2,04	4	25,00	204,00
Talão de viga-y	0,500	4,800	0,800	1,92	2	25,00	96,00
Talão de viga-y	0,500	5,250	0,800	2,10	4	25,00	210,00
Talão de viga-y	0,500	5,100	0,800	2,04	2	25,00	102,00
TOTAL							2294,50
PISO 2 ao PISO 6							
Talão de viga-x	6,200	0,500	1,000	3,10	4	25,00	310,00
Talão de viga-x	6,000	0,500	1,000	3,00	6	25,00	450,00
Talão de viga-x	6,425	0,500	0,800	2,57	4	25,00	257,00
Talão de viga-x	6,350	0,500	0,800	2,54	4	25,00	254,00
Talão de viga-x	6,250	0,500	0,800	2,50	2	25,00	125,00
Talão de viga-y	0,500	4,900	1,000	2,45	4	25,00	245,00
Talão de viga-y	0,500	5,100	1,000	2,55	2	25,00	127,50
Talão de viga-y	0,500	5,200	0,800	2,08	4	25,00	208,00
Talão de viga-y	0,500	5,000	0,800	2,00	2	25,00	100,00
Talão de viga-y	0,500	5,325	0,800	2,13	4	25,00	213,00
Talão de viga-y	0,500	5,250	0,800	2,10	2	25,00	105,00
TOTAL							2394,50

As medições dos revestimentos e das alvenarias, elementos não estruturais, que constituem as fachadas estão descritas no Quadro D-4 e no Quadro D-5.

O valor das sobrecargas dos pavimentos e da cobertura assim como dos elementos de divisórias amovíveis apresentam-se no Quadro D-6.

Quadro D-3: Cargas permanentes “G” elementos estruturais em betão armado (*cont.*)

Elemento	Dimensões			Volume [m ³]	N.º de elementos	Peso volúmico γ [kN/m ³]	Forças de massa [kN]
	x	y	z				
PISO 7 ao PISO 12							
Talão de viga-x	6,250	0,500	1,000	3,13	4	25,00	312,50
Talão de viga-x	6,100	0,500	1,000	3,05	6	25,00	457,50
Talão de viga-x	6,425	0,500	0,800	2,57	4	25,00	257,00
Talão de viga-x	6,375	0,500	0,800	2,55	4	25,00	255,00
Talão de viga-x	6,300	0,500	0,800	2,52	2	25,00	126,00
Talão de viga-y	0,500	5,050	1,000	2,53	4	25,00	252,50
Talão de viga-y	0,500	5,200	1,000	2,60	2	25,00	130,00
Talão de viga-y	0,500	5,250	0,800	2,10	4	25,00	210,00
Talão de viga-y	0,500	5,100	0,800	2,04	2	25,00	102,00
Talão de viga-y	0,500	5,350	0,800	2,14	4	25,00	214,00
Talão de viga-y	0,500	5,300	0,800	2,12	2	25,00	106,00
TOTAL							2422,50
PISO 1 ao PISO 12							
Laje	35,500	18,500	0,200	131,35	1	25,00	3283,75
TOTAL							3283,75

Quadro D-4: Cargas permanentes “G” elementos não estruturais

Elemento	Dimensões			Área [m ²]	N.º de elementos	Carga superficial [kN/m ²]	Forças de massa [kN]
	x	y	z				
PISO 1 ao PISO 11							
Revestimento	35,500	18,500	-	656,75	1	1,92	1260,96
TOTAL							1260,96
PISO 12							
Revestimento	35,500	18,500	-	656,75	1	2,82	1852,04
TOTAL							1852,04

Quadro D-5: Cargas permanentes “G” elementos não estruturais (*cont.*)

Elemento	Dimensões			Área [m ²]	N.º de elementos	Peso do elemento [kN/m ²]	Forças de massa [kN]
	x	y	z				
PISO 1 ao PISO 5							
Parede exterior-x	6,200	-	2,300	14,26	4	3,12	177,96
Parede exterior-x	6,000	-	2,300	13,80	6	3,12	258,34
Parede exterior-y	-	4,900	2,300	11,27	4	3,12	140,65
Parede exterior-y	-	5,100	2,300	11,73	2	3,12	73,20
TOTAL							650,15
PISO 6 ao PISO 11							
Parede exterior-x	6,250	-	2,300	14,38	4	3,12	179,40
Parede exterior-x	6,100	-	2,300	14,03	6	3,12	262,64
Parede exterior-y	-	5,050	2,300	11,62	4	3,12	144,96
Parede exterior-y	-	5,200	2,300	11,96	2	3,12	74,63
TOTAL							661,63

Quadro D-6: Sobrecarga “Q”

Elemento	Dimensões			Área [m ²]	N.º de elementos	Carga superficial [kN/m ²]	Forças de massa [kN]
	x	y	z				
PISO 1 ao PISO 11							
Paredes divisórias	35,500	18,500	-	656,75	1	1,20	788,10
TOTAL							788,10
PISO 1 ao PISO 11							
Habitação	35,500	18,500	-	656,75	1	2,00	1313,50
TOTAL							1313,50
PISO 12							
Cobertura	35,500	18,500	-	656,75	1	0,40	262,70
TOTAL							262,70

No Quadro D-7 faz-se o resumo das medições por piso das cargas permanentes e das sobrecargas.

Quadro D-7: Síntese das forças correspondentes à massa por piso

Piso	Cargas permanentes (G)	Sobrecargas (Q)
	[kN]	[kN]
Piso 1	9048,79	2101,60
Piso 2 ao Piso 5	8710,23	2101,60
Piso 6	8660,90	2101,60
Piso 7 ao Piso 11	8628,09	2101,60
Piso 12	8455,41	262,70

O valor de cálculo dos esforços, E_d , no projeto sísmico é determinado pela combinação de ações $E_d = G + (\varphi \cdot \psi_2 \cdot Q)$ e apresenta-se no Quadro D-8.

Quadro D-8: Combinação das ações na situação de projeto sísmica

Piso	Cargas permanentes (G)	φ	ψ_2	Sobrecargas (Q)	E_d
	[kN]			[kN]	
Piso 1	9048,79	0,5	0,3	2101,60	9364,03
Piso 2 ao Piso 5	8710,23	0,5	0,3	2101,60	9025,47
Piso 6	8660,90	0,5	0,3	2101,60	8976,14
Piso 7 ao Piso 11	8628,09	0,5	0,3	2101,60	8943,33
Piso 12	8455,41	1	0	262,70	8455,41

Para efeito de cálculo dos esforços nas vigas devido às cargas verticais o valor das cargas lineares a atuarem por pórtico apresentam-se no Quadro D-9 e no Quadro D-10 para os pórticos em x e o Quadro D-11 e Quadro D-12 para os pórticos em y que correspondem às cargas permanentes e a parcela quase permanente das sobrecargas.

Piso	Tramo 1/5	Tramo 2/3/4
	E_d [kN/m]	E_d [kN/m]
Piso 1	41,28	40,19
Piso 2 ao Piso 5	41,82	41,26
Piso 6	41,87	41,36
Piso 7 ao Piso 11	41,96	41,54
Piso 12	40,69	40,62

Piso	Tramo 1/5	Tramo 2/3/4
	E_d [kN/m]	E_d [kN/m]
Piso 1	54,21	53,91
Piso 2 ao Piso 5	54,21	54,06
Piso 6	54,21	54,06
Piso 7 ao Piso 11	54,21	54,10
Piso 12	56,77	57,02

Piso	Tramo 1/3	Tramo 2
	E_d [kN/m]	E_d [kN/m]
Piso 1	43,96	44,83
Piso 2 ao Piso 5	44,59	45,25
Piso 6	44,77	45,37
Piso 7 ao Piso 11	45,08	45,57
Piso 12	44,41	44,72

Piso	Tramo 1/3	Tramo 2
	E_d [kN/m]	E_d [kN/m]
Piso 1	61,74	61,24
Piso 2 ao Piso 5	61,90	61,57
Piso 6	61,90	61,57
Piso 7 ao Piso 11	61,99	61,74
Piso 12	65,01	64,76

Regularidade estrutural

A regularidade estrutural mais propriamente à regularidade em planta, visto que em altura a estrutura cumpre todas as condições para ser classificada como regular, há que verificar a esbelteza λ do edifício em planta, a condição (5-2) em que a excentricidade estrutural e_o deve ser inferior a 30% do raio de torção e a condição do raio de torção ser superior ao raio de giração da massa pela condição (5-3).

A esbelteza do edifício em planta, determinada pela expressão (5-1), tem o valor de $\lambda = 1,92$ e o raio de giração da massa tem o valor de $l_g = 11,56$ m determinado pela expressão (5-5).

Para determinar o raio de torção seguiu-se a metodologia simplificada do EC8 descrita na secção 5.2.1 no qual se faz exemplo para o caso do piso 1. Nos outros pisos como existe redução da seção dos pilares deve-se também realizar esta verificação onde se apresentam os resultados finais.

O raio de torção é definido pela raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral. A rigidez lateral corresponde à rigidez de translação que ocorre em cada direção de análise, como o módulo de elasticidade dos vários elementos é igual não se considera e determina-se simplesmente o momento de inércia de área que se indica no Quadro D-13 e no Quadro D-14.

Quadro D-13: Inércia dos elementos verticais em torno de x

Elemento	Dimensão		Inércia (I_x) [m ⁴]	N.º de elementos	Inércia total [m ⁴]
	[m]	[m]			
Pilar (0.55x1.10)	0,55	1,10	0,0610	8	0,4880
Pilar (1.60x0.55)	1,60	0,55	0,0222	8	0,1775
Pilar (0.55x1.20)	0,55	1,20	0,0792	4	0,3168
Pilar (0.90x0.90)	0,90	0,90	0,0547	4	0,2187
TOTAL					1,2010

Quadro D-14: Inércia dos elementos verticais em torno de y

Elemento	Dimensão		Inércia (I_y) [m ⁴]	N.º de elementos	Inércia total [m ⁴]
	[m]	[m]			
Pilar (0.55x1.10)	0,55	1,10	0,0153	8	0,1220
Pilar (1.60x0.55)	1,60	0,55	0,1877	8	1,5019
Pilar (0.55x1.20)	0,55	1,20	0,0166	4	0,0666
Pilar (0.90x0.90)	0,90	0,90	0,0547	4	0,2187
TOTAL					1,9091

A rigidez lateral segundo a direção y , K_y , corresponde ao valor total da inércia em torno de x que toma o valor de $K_y = 1,2010 \text{ m}^4$, do mesmo modo para a direção x a rigidez lateral tem o valor de $K_x = 1,9091 \text{ m}^4$.

O valor da rigidez de torção segundo a direção x e y em relação ao centro de rigidez lateral apresenta-se no Quadro D-15 e no Quadro D-16 respetivamente.

Quadro D-15: Rigidez de torção na direção y em relação ao centro de rigidez

Elemento	Dimensão		Distância (x) [m]	Inércia (I_x) [m ⁴]	N.º de elementos (n)	$x^2 I_x n$ [m ⁶]
	[m]	[m]				
Pilar (0.55x1.10)	0,55	1,10	17,500	0,0610	8	149,4602
Pilar (1.60x0.55)	1,60	0,55	10,50	0,0222	4	9,7829
Pilar (0.55x1.20)	0,55	1,20	10,50	0,0792	4	34,9272
Pilar (1.60x0.55)	1,60	0,55	3,50	0,0222	4	1,0870
Pilar (0.90x0.90)	0,90	0,90	3,50	0,0547	4	2,6791
TOTAL						197,9363

Quadro D-16: Rigidez de torção na direção x em relação ao centro de rigidez

Elemento	Dimensão		Distância (y) [m]	Inércia (I_y) [m ⁴]	N.º de elementos (n)	$y^2 I_y n$ [m ⁶]
	[m]	[m]				
Pilar (0.55x1.10)	0,55	1,10	9,000	0,0153	4	4,9413
Pilar (1.60x0.55)	1,60	0,55	9,000	0,1877	8	121,6512
Pilar (0.55x1.10)	0,55	1,10	3,00	0,0153	4	0,5490
Pilar (0.55x1.20)	0,55	1,20	3,00	0,0166	4	0,5990
Pilar (0.90x0.90)	0,90	0,90	3,00	0,0547	4	1,9683
TOTAL						129,7088

A rigidez de torção global K_θ corresponde ao somatório da rigidez de torção em cada direção em relação ao centro de rigidez e apresenta o valor $K_\theta = 327,6451 \text{ m}^6$.

O raio de torção na direção x (associada à rigidez de translação em y) determina-se pela expressão $r = (K_\theta / K)^{1/2}$ e tem o valor de $r_x = (K_\theta / K_y)^{1/2} = 16,52 \text{ m}$, de modo idêntico para a direção y o raio de torção tem o valor de $r_y = (K_\theta / K_x)^{1/2} = 13,10 \text{ m}$ logo a condição (5-3) é verificada.

Seguindo o exposto anterior, do piso 2 até ao piso 6, o raio de torção corresponde a $r_x = (145,7992/0,6670)^{1/2} = 14,78 \text{ m}$ e a $r_y = (145,7992/0,6274)^{1/2} = 15,24 \text{ m}$.

Para os restantes pisos, piso 7 ao piso12, o raio de torção na direção x tem o valor de $r_x = (106,1367/0,5012)^{1/2} = 14,55 \text{ m}$ e $r_y = (106,1367/0,4860)^{1/2} = 14,78 \text{ m}$ para a direção y .

Determinado o raio de torção de todos os pisos conclui-se que o sistema estrutural não possui a rigidez concentrada pois verifica-se a condição (5-3).

Coefficiente de comportamento

A estrutura do edifício em estudo é analisada e dimensionada para a classe de ductilidade média (DCM).

Como descrito anteriormente a estrutura do edifício é composta por um sistema porticado, os critérios de regularidade estrutural são verificados classifica-se como regular em planta e em altura, logo, o coeficiente de comportamento como visto na análise do EC8 na secção 6.3,

o valor máximo do coeficiente de comportamento é dado pela expressão (6-1) em que $k_w = 1,00$ (sistema estrutural do tipo porticado da expressão (6-2)) e o valor básico do coeficiente de comportamento corresponde a $q_o = 3,0 \alpha_u / \alpha_1$ (Quadro 6-1) com $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$ por se tratar de sistema porticado com vários pisos e vários tramos. O valor do coeficiente de comportamento em ambas as direções tem o valor de $q = 3,0 \times 1,3 = 3,9$.

Estudo sísmico

Através de um programa de código criado para determinar a força de sísmica segundo o método de referência do EC8, análise modal por espectro de resposta considerando um modelo elástico linear da estrutura e o espectro de cálculo, determinaram-se as frequências (períodos), os modos de vibração (...)

Os quadros Quadro D-17 e Quadro D-18 dizem respeito ao estudo na direção x e y e contêm o número de modos de vibração com os respectivos períodos e a massa modal efetiva que cada modo de análise mobiliza. A massa total da estrutura é de 10969,84 ton que é superior ao valor da massa modal efetiva para cada direção de análise.

Quadro D-17: Fatores na direção x

Modos de vibração	Período, T [s]	Massa modal efetiva, M_{ef}	
		[ton]	[%]
1º modo	0,877	8632,28	81,3
2º modo	0,310	990,27	9,3
3º modo	0,185	298,47	2,8
4º modo	0,135	109,03	1,0
5º modo	0,108	216,68	2,0
6º modo	0,091	160,45	1,5
7º modo	0,080	63,71	0,6
8º modo	0,072	41,75	0,4
9º modo	0,067	58,75	0,6
10º modo	0,064	4,80	0,0
11º modo	0,060	33,56	0,3
12º modo	0,056	8,03	0,1
TOTAL		10617,78	100,0

Quadro D-18: Fatores,,,..... na direção y

Modos de vibração	Período, T [s]	Massa modal efetiva, M_{ef}	
		[ton]	[%]
1º modo	0,884	8850,75	83,4
2º modo	0,315	905,71	8,5
3º modo	0,187	307,03	2,9
4º modo	0,137	107,19	1,0
5º modo	0,108	220,93	2,1
6º modo	0,091	114,15	1,1
7º modo	0,080	49,65	0,5
8º modo	0,071	49,59	0,5
9º modo	0,067	20,44	0,2
10º modo	0,063	0,40	0,0
11º modo	0,059	20,54	0,2
12º modo	0,055	14,74	0,1
TOTAL		10661,12	100,4

Os resultados da análise mostram que o primeiro e o segundo modo de vibração de cada direção são os que contribuem significativamente para a resposta global da estrutura pois a soma das massas modais efetivas desses modos está acima dos 90 % da massa total da estrutura como verificado na seção 5.4.2. Na direção x os dois primeiros modos de vibração perfazem um total de 90,6 % da massa efetiva na direção y e o valor da massa efetiva mobilizada corresponde a 91,9 % também para os dois primeiros modos.

Definição da ação sísmica

A forma que o espectro de cálculo apresenta, ver Figura D-4 à Figura D-7, corresponde a cada direção de cálculo e ao período de vibração de cada modo considerado.

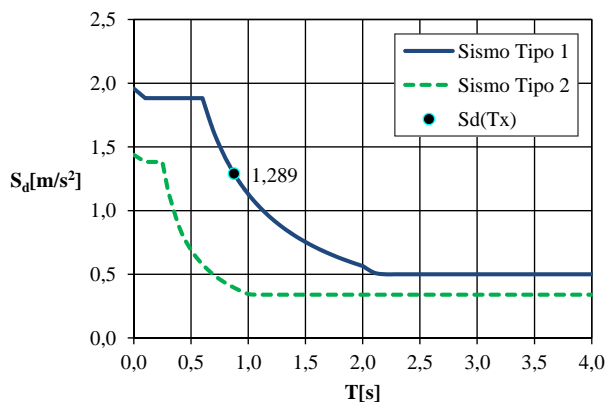


Figura D-4: Espectro de cálculo do 1º modo de vibração na direção x

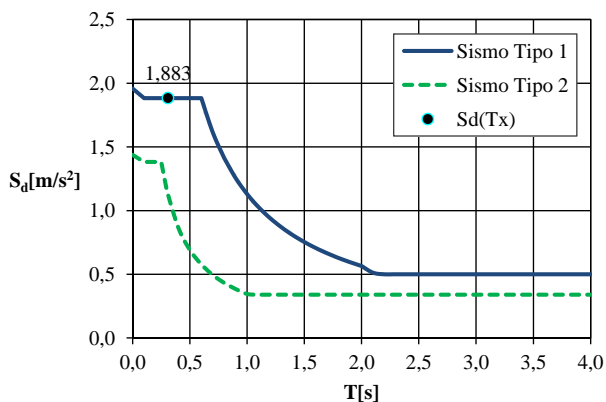


Figura D-5: Espectro de cálculo do 2º modo de vibração na direção x

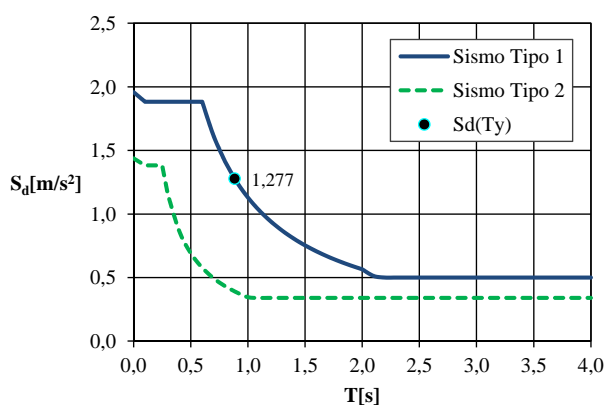


Figura D-6: Espectro de cálculo do 1º modo de vibração na direção y

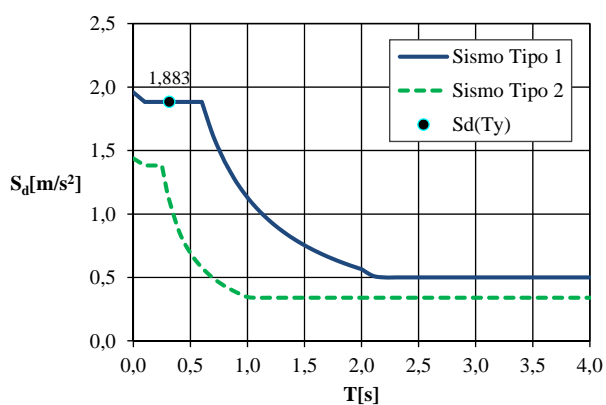


Figura D-7: Espectro de cálculo do 2º modo de vibração na direção y

Como o primeiro e o segundo modo de vibração de cada direção são aqueles que satisfazem os requisitos do EC8, desta forma o valor da aceleração do espectro de cálculo para o primeiro modo de vibração de cada direção toma os valores na direção x e y respetivamente de $S_d(T_{x,mod1} = 0,877) = 1,289 \text{ m/s}^2$ e $S_d(T_{y,mod1} = 0,884) = 1,277 \text{ m/s}^2$ determinados pela expressão (4-13). O segundo modo de vibração é determinado pela expressão (4-12) cujo valor do espectro de cálculo nas respetivas direções é $S_d(T_{x,mod2} = 0,310) = 1,883 \text{ m/s}^2$ e $S_d(T_{y,mod2} = 0,315) = 1,883 \text{ m/s}^2$.

O primeiro modo de vibração da estrutura nas duas direções principais está compreendido na zona de velocidade constante pois $T_C \leq T_{x,y} \leq T_D$ enquanto o segundo modo de vibração para as duas direções está no patamar de aceleração espectral constante, i.e., $T_B \leq T_{x,y} \leq T_C$.

Quadro D-19: Deslocamentos programa de cálculo na direção x

Piso	1º modo de vibração	2º modo de vibração
	Deslocamento ($d_{i,x \text{ mod}1}$) [kN]	Deslocamento ($d_{i,x \text{ mod}2}$) [kN]
1	2,66	0,49
2	6,14	1,07
3	8,54	1,36
4	11,78	1,64
5	15,79	1,82
6	20,61	1,8
7	25,24	1,29
8	26,05	0,46
9	25,48	-0,31
10	29,62	-1,06
11	31,66	-1,66
Cobertura	35,27	-2,14

Quadro D-20: Deslocamentos programa de cálculo na direção x

Piso	1º modo de vibração	2º modo de vibração
	Deslocamento ($d_{i,y \text{ mod}1}$) [kN]	Deslocamento ($d_{i,y \text{ mod}2}$) [kN]
1	4,87	0,84
2	6,98	1,13
3	9,62	1,42
4	12,04	1,54
5	17,1	1,79
6	20,55	1,62
7	24,41	1,09
8	27,4	0,35
9	25,49	-0,37
10	29,03	-1,06
11	33,14	-1,71
Cobertura	36,36	-2,15

A força de corte basal corresponde ao somatório das forças de inércia que se apresentam no Quadro D-21 e no Quadro D-22, com a respetiva direção, ao nível de cada piso e para cada modo de vibração. O esforço de corte na base na direção x para o primeiro e segundo modo de vibração tem o valor de $V_{b,x \text{ mod}1} = 11126,98 \text{ kN}$ e de $V_{b,x \text{ mod}2} = 1864,71 \text{ kN}$.

O valor máximo da resposta da força de corte na base é obtido pela combinação quadrática simples, expressão (5-23), para os modos considerados na análise, o valor máximo na direção

$$x \text{ é de } V_{b,x} = \left((V_{b,x\text{mod}1})^2 + (V_{b,x\text{mod}2})^2 \right)^{1/2} = (11126,98^2 + 1864,71^2)^{1/2} = 11282,14 \text{ kN} .$$

Para a direção y a força de corte na base do primeiro modo de vibração tem o valor de $V_{b,y\text{mod}1} = 11306,00 \text{ kN}$ e para o segundo modo o valor de $V_{b,y\text{mod}2} = 1705,47 \text{ kN}$. O valor máximo da resposta da força de corte na base é de $V_{b,y} = 11433,91 \text{ kN}$.

Quadro D-21: Forças de inércia por piso na direção x

Piso	Altura (z_i) [m]	Peso (P_i) [kN]	1º modo de vibração	2º modo de vibração
			Forças horizontais (F_i) [kN]	Forças horizontais (F_i) [kN]
1	4,5	9364,03	130,66	191,17
2	8,0	9025,47	290,31	404,51
3	11,5	9025,47	403,88	515,56
4	15,0	9025,47	557,06	621,78
5	18,5	9025,47	746,73	687,50
6	22,0	8976,14	968,97	678,78
7	25,5	8943,33	1182,57	485,54
8	29,0	8943,33	1220,44	171,55
9	32,5	8943,33	1193,51	-114,86
10	36,0	8943,33	1387,69	-397,57
11	39,5	8943,33	1482,95	-621,18
Cobertura	43,0	8455,41	1562,21	-758,07
TOTAL		107614,10	11126,98	1864,71

Quadro D-22: Forças de inércia por piso na direção y

Piso	Altura (z_i) [m]	Peso (P_i) [kN]	1º modo de vibração	2º modo de vibração
			Forças horizontais (F_i) [kN]	Forças horizontais (F_i) [kN]
1	4,5	9364,03	234,81	319,44
2	8,0	9025,47	323,95	415,53
3	11,5	9025,47	446,69	519,64
4	15,0	9025,47	559,14	563,68
5	18,5	9025,47	794,18	655,03
6	22,0	8976,14	949,08	590,69
7	25,5	8943,33	1122,86	394,44
8	29,0	8943,33	1260,49	128,31
9	32,5	8943,33	1172,63	-134,84
10	36,0	8943,33	1335,81	-384,73
11	39,5	8943,33	1524,69	-621,85
Cobertura	43,0	8455,41	1581,67	-739,87
TOTAL		107614,10	11306,00	1705,47

Os quadros seguintes, Quadro D-23e Quadro D-24, apresentam as forças de inércia máximas por piso para a direção x e y determinadas pela combinação quadrática simples expressão (5-23).

Quadro D-23: Forças de inércia máximas por piso na direção x
CQS

Piso	Altura (z_i) [m]	Peso (P_i) [kN]	Forças horizontais máximas (F_i) [kN]
1	4,5	9364,03	159,21
2	8,0	9025,47	341,98
3	11,5	9025,47	451,31
4	15,0	9025,47	583,69
5	18,5	9025,47	730,47
6	22,0	8976,14	891,76
7	25,5	8943,33	1064,16
8	29,0	8943,33	1123,71
9	32,5	8943,33	1160,16
10	36,0	8943,33	1432,74
11	39,5	8943,33	1606,53
Cobertura	43,0	8455,41	1736,42
TOTAL		107614,10	11282,14

Quadro D-24: Forças de inércia máximas por piso na direção y
CQS

Piso	Altura (z_i) [m]	Peso (P_i) [kN]	Forças horizontais máximas (F_i) [kN]
1	4,5	9364,03	276,30
2	8,0	9025,47	366,64
3	11,5	9025,47	480,56
4	15,0	9025,47	568,35
5	18,5	9025,47	761,95
6	22,0	8976,14	867,41
7	25,5	8943,33	1017,46
8	29,0	8943,33	1173,66
9	32,5	8943,33	1148,44
10	36,0	8943,33	1381,43
11	39,5	8943,33	1645,55
Cobertura	43,0	8455,41	1746,16
TOTAL		107614,10	11433,91

Determinaram-se os esforços nos elementos verticais no programa Ftoo

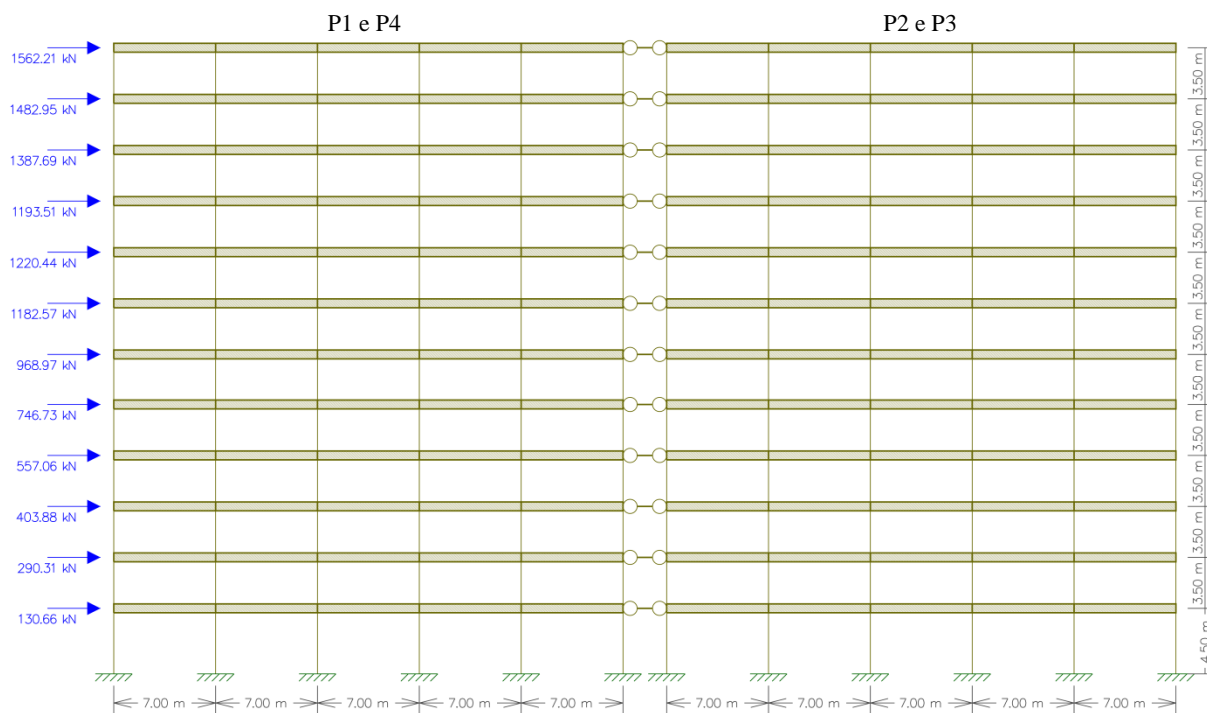


Figura D-8: Forças sísmicas horizontais do 1º modo de vibração na direção x

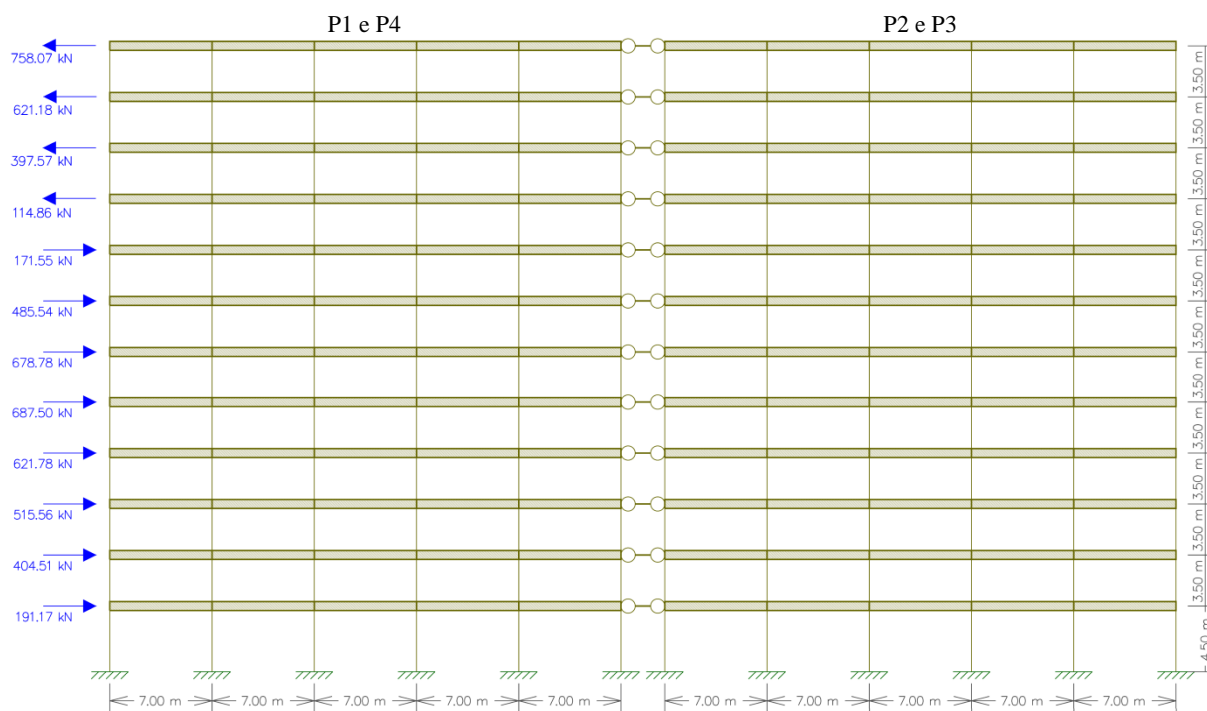


Figura D-9: Forças sísmicas horizontais do 2º modo de vibração na direção x

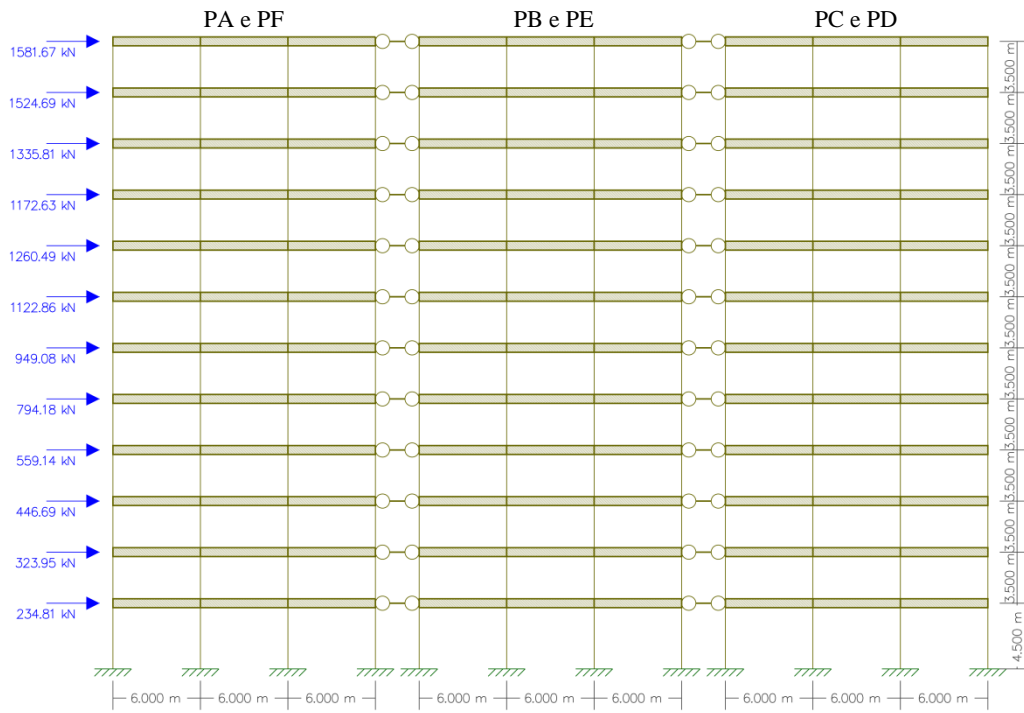


Figura D-10: Forças sísmicas horizontais do 1º modo de vibração na direção y

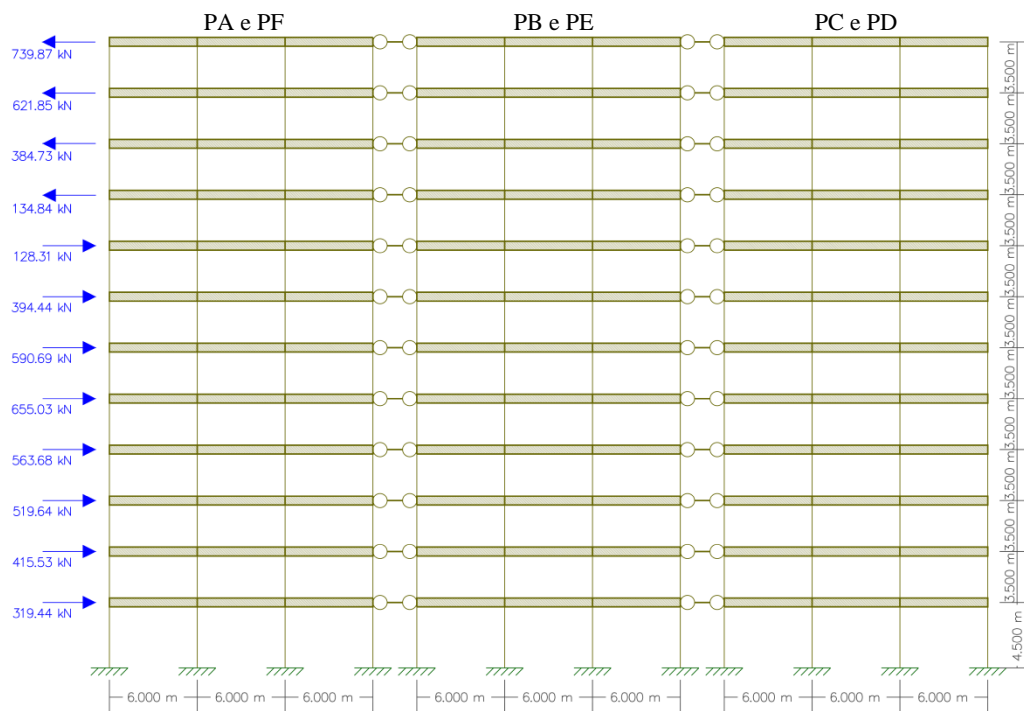


Figura D-11: Forças sísmicas horizontais do 2º modo de vibração na direção y

Os deslocamentos em ambos os casos

Quadro D-25: Deslocamento Ftool na direção x

Piso	1º modo de vibração	2º modo de vibração
	Deslocamento ($d_{i,x \text{ mod}1}$)	Deslocamento ($d_{i,x \text{ mod}2}$)
	[kN]	[kN]
1	2,7	0,43
2	6,57	0,98
3	10,46	1,39
4	14,31	1,60
5	18,04	1,60
6	21,59	1,35
7	25,63	0,74
8	29,20	-0,10
9	32,27	-1,01
10	34,84	-1,89
11	36,81	-2,59
Cobertura	38,15	-3,03

Quadro D-26: Deslocamento Ftool na direção y

Piso	1º modo de vibração	2º modo de vibração
	Deslocamento ($d_{i,y \text{ mod}1}$)	Deslocamento ($d_{i,y \text{ mod}2}$)
	[kN]	[kN]
1	4,44	0,62
2	8,47	1,02
3	12,71	1,24
4	17,07	1,27
5	21,48	1,07
6	25,81	0,62
7	30,80	-0,19
8	35,43	-1,21
9	39,61	-2,31
10	43,34	-3,37
11	46,53	-4,28
Cobertura	49,10	-4,94

Como o modelo de análise dos pórticos no Ftool não possui um erro muito significativo seguiu-se estes modelos para determinar a resposta da estrutura.

Aos modelos de cálculo apresentados da Figura D-8 à Figura D-11 a opção de elementos rígido a que as vigas estavam sujeitas foi desligada para considerar-se a deformação por flexão desses elementos, com esta opção, obteve-se os seguintes valores da força de corte basal para cada direção e modo de vibração.

Quadro D-27: Corte basal na direção x do 1º modo de vibração

Pórtico	Reações (corte basal)						Total [kN]	Rigidez (k_i) [%]
	[kN]							
P1	137,54	996,24	1055,46	1055,46	996,24	137,54	4378,47	39,4
P2	100,07	151,14	341,19	341,19	151,14	100,07	1184,78	10,6
P3	100,07	151,14	341,19	341,19	151,14	100,07	1184,78	10,6
P4	137,54	996,24	1055,46	1055,46	996,24	137,54	4378,47	39,4
TOTAL							11126,50	100,0

Quadro D-28: Corte basal na direção x do 2º modo de vibração

Pórtico	Reações (corte basal)						Total [kN]	Rigidez (k_i) [%]
	[kN]							
P1	23,70	167,78	175,50	175,50	167,78	23,70	733,95	39,4
P2	17,16	25,19	56,86	56,86	25,19	17,16	198,41	10,6
P3	17,16	25,19	56,86	56,86	25,19	17,16	198,41	10,6
P4	23,70	167,78	175,50	175,50	167,78	23,70	733,95	39,4
TOTAL							1864,72	100,0

Quadro D-29: Corte basal na direção y do 1º modo de vibração

Pórtico	Reações (corte basal)				Total [kN]	Rigidez (k_i) [%]
	[kN]					
PA	504,99	672,53	672,53	504,99	2355,03	20,8
PB	229,93	661,16	661,16	229,93	1782,18	15,8
PC	223,62	534,25	534,25	223,62	1515,73	13,4
PD	223,62	534,25	534,25	223,62	1515,73	13,4
PE	229,93	661,16	661,16	229,93	1782,18	15,8
PF	504,99	672,53	672,53	504,99	2355,03	20,8
TOTAL					11305,88	100,0

Quadro D-30: Corte basal na direção y do 2º modo de vibração

Pórtico	Reações (corte basal)				Total [kN]	Rigidez (k_i) [%]
	[kN]					
PA	78,21	101,22	101,22	78,21	358,85	21,0
PB	34,29	100,05	100,05	34,29	268,68	15,8
PC	33,49	79,12	79,12	33,49	225,21	13,2
PD	33,49	79,12	79,12	33,49	225,21	13,2
PE	34,29	100,05	100,05	34,29	268,68	15,8
PF	78,21	101,22	101,22	78,21	358,85	21,0
TOTAL					1705,48	100,0

O Quadro D-31 e Quadro D-32 correspondem aos valores da combinação quadrática simples dos esforços de corte basal de cada modo e direção, nestes quadros também se faz a determinação do centro de rigidez através da percentagem de rigidez que cada pórtico mobiliza e a distância deste ao referencial. A Figura D-12 apresenta a distância dos pórticos ao referencial e a indicação do centro de rigidez e de massa.

Quadro D-31: Corte basal na direção x combinação do 1º e 2º modo de vibração

Pórtico	Reações (corte basal)						Total [kN]	Rigidez (k_i) [%]	Distância (y_i) [m]	$k_i \times y_i$
	[kN]									
P1	139,56	1010,27	1069,95	1069,95	1010,27	139,56	4439,56	39,4	0,275	10,82
P2	101,53	153,22	345,89	345,89	153,22	101,53	1201,28	10,6	6,250	66,55
P3	101,53	153,22	345,89	345,89	153,22	101,53	1201,28	10,6	12,250	130,44
P4	139,56	1010,27	1069,95	1069,95	1010,27	139,56	4439,56	39,4	18,225	717,19
TOTAL							11281,69	100,0		925,00

Quadro D-32: Corte basal na direção y combinação do 1º e 2º modo de vibração

Pórtico	Reações (corte basal)				Total [kN]	Rigidez (k_i) [%]	Distância (x_i) [m]	$k_i \times x_i$
	[kN]							
PA	511,01	680,10	680,10	511,01	2382,22	20,8	0,275	5,73
PB	232,47	668,69	668,69	232,47	1802,32	15,8	7,250	114,28
PC	226,11	540,07	540,07	226,11	1532,37	13,4	14,250	190,98
PD	226,11	540,07	540,07	226,11	1532,37	13,4	21,250	284,79
PE	232,47	668,69	668,69	232,47	1802,32	15,8	28,250	445,31
PF	511,01	680,10	680,10	511,01	2382,22	20,8	35,225	733,91
TOTAL					11433,82	100,0		1775,00

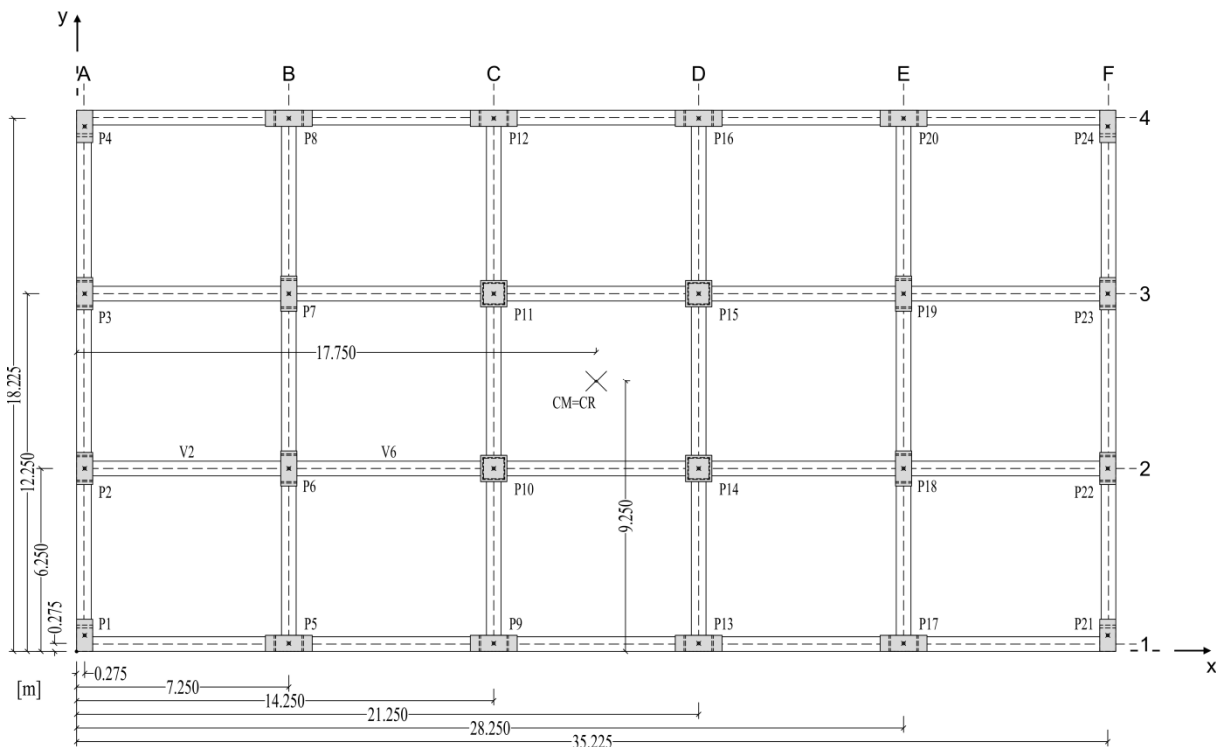


Figura D-12: Planta do edifício com indicação do centro de massa e de rigidez

A simetria do edifício faz com que o centro de massa coincida com o centro de rigidez na intercessão dos eixos de simetria, contudo como visto anteriormente determinou-se o centro de rigidez que se localiza na coordenada (17,75 m ; 9,25 m) .

Em análise ao valor máximo das reações de corte basal, obtido pela combinação quadrática simples, podemos verificar para a direção x os pórticos de extremidade P1 e P4 têm uma

solicitação conjunta de 78,8 % da ação sísmica sendo a restante percentagem absorvida pelos pórticos internos.

Na direção y verificamos que os elementos de extremidade são os mais solicitados, mobilizam cerca de 41,6 % da ação sísmica, a restante proporção é distribuída pelos pórticos internos. Nesta direção o número de pórticos é superior em dois à direção x o que faz com que a força sísmica seja mais distribuída pelos vários elementos.

Verificação da deformada

A verificação da deformada implica restringir o deslocamento relativo entre pisos, dado que o edifício inclui paredes de alvenaria há que limitar o deslocamento relativo entre pisos a $0,005h$ e verificar a necessidade de considerar os efeitos de 2ª ordem.

A verificação do deslocamento relativo entre pisos, que corresponde ao requisito de “limitação de danos”, o deslocamento dos pisos d_e deve ter em conta os efeitos da torção δ devido à ação sísmica, o valor de δ utilizado é o que corresponde à situação mais gravosa ou seja aos elementos mais afastados do centro de gravidade.

Pela expressão (5-26) o efeito da torção toma o valor de $\delta = 1 + 0,6 \times 9/18 = 1,30$ para a direção x e de $\delta = 1 + 0,6 \times 17,5/35 = 1,30$ para a direção y .

O valor máximo da resposta do deslocamento dos pisos d_e é obtido pela combinação dos deslocamentos para os vários modos considerados através da expressão (5-23). O Quadro D-33 e o Quadro D-34 apresentam o valor máximo do deslocamento dos pisos para a direção x e y determinado pela combinação quadrática simples do deslocamento inter-pisos de cada modo. A verificação do deslocamento relativo entre pisos demonstra-se no Quadro D-35 e Quadro D-36.

Quadro D-33: Valor máximo do deslocamento nos pisos na direção x

Piso (i)	Altura (h) [m]	$d_{i,mod1}$ [mm]	$\Delta_{i,mod1}$ [mm]	$d_{i,mod2}$ [mm]	$\Delta_{i,mod2}$ [mm]	$\Delta_{i,comb}$ [mm]	$d_{i,comb}$ [mm]
1	4,5	5,47	5,47	0,88	0,88	5,54	5,54
2	3,5	13,45	7,98	2,02	1,14	8,06	13,60
3	3,5	21,47	8,02	2,89	0,87	8,07	21,67
4	3,5	29,32	7,85	3,38	0,49	7,87	29,53
5	3,5	36,85	7,53	3,41	0,03	7,53	37,06
6	3,5	43,90	7,05	2,95	-0,46	7,06	44,13
7	3,5	51,06	7,16	1,88	-1,07	7,24	51,37
8	3,5	57,32	6,26	0,42	-1,46	6,43	57,80
9	3,5	62,62	5,30	-1,20	-1,62	5,54	63,34
10	3,5	66,94	4,32	-2,74	-1,54	4,59	67,92
11	3,5	70,15	3,21	-3,96	-1,22	3,43	71,36
Cobertura	3,5	72,18	2,03	-4,70	-0,74	2,16	73,52

Quadro D-34: Valor máximo do deslocamento nos pisos na direção y

Piso (i)	Altura (h) [m]	$d_{i,mod1}$ [mm]	$\Delta_{i,mod1}$ [mm]	$d_{i,mod2}$ [mm]	$\Delta_{i,mod2}$ [mm]	$\Delta_{i,comb}$ [mm]	$d_{i,comb}$ [mm]
1	4,5	7,36	7,36	1,02	1,02	7,43	7,43
2	3,5	15,91	8,55	1,96	0,94	8,60	16,03
3	3,5	24,58	8,67	2,57	0,61	8,69	24,72
4	3,5	33,21	8,63	2,76	0,19	8,63	33,36
5	3,5	41,65	8,44	2,50	-0,26	8,44	41,80
6	3,5	49,72	8,07	1,74	-0,76	8,11	49,91
7	3,5	58,09	8,37	0,38	-1,36	8,48	58,38
8	3,5	65,65	7,56	-1,34	-1,72	7,75	66,14
9	3,5	72,25	6,6	-3,20	-1,86	6,86	73,00
10	3,5	77,89	5,64	-4,97	-1,77	5,91	78,91
11	3,5	82,44	4,55	-6,44	-1,47	4,78	83,69
Cobertura	3,5	85,78	3,34	-7,42	-0,98	3,48	87,17

No Quadro D-35 e no Quadro D-36 apresenta-se a verificação do deslocamento relativo entre pisos, o coeficiente de redução, ν , tem o valor de 0,40 pelo facto da ação sísmica considerada ser a do tipo 1 (sismo afastado).

Quadro D-35: Deslocamento dos vários pisos na direção x

Piso	Altura (h) [m]	d_e [mm]	δ	$d_e \delta$ [mm]	q	d_s [mm]	d_r [mm]	v	$d_r v/h \leq 0,005$ [m]
1	4,5	5,54		7,20		28,09	28,09		0,0025
2	3,5	13,60		17,68		68,95	40,86		0,0047
3	3,5	21,67		28,17		109,87	40,91		0,0047
4	3,5	29,53		38,39		149,72	39,85		0,0046
5	3,5	37,06		48,18		187,89	38,18		0,0044
6	3,5	44,13	1,30	57,37	3,90	223,74	35,84	0,40	0,0041
7	3,5	51,37		66,78		260,45	36,71		0,0042
8	3,5	57,80		75,14		293,05	32,60		0,0037
9	3,5	63,34		82,34		321,13	28,09		0,0032
10	3,5	67,92		88,30		344,35	23,22		0,0027
11	3,5	71,36		92,77		361,80	17,44		0,0020
Cobertura	3,5	73,52		95,58		372,75	10,95		0,0013

Quadro D-36: Deslocamento dos vários pisos na direção y

Piso	Altura (h) [m]	d_e [mm]	δ	$d_e \delta$ [mm]	q	d_s [mm]	d_r [mm]	v	$d_r v/h \leq 0,005$ [m]
1	4,5	7,43		9,66		37,67	37,67		0,0033
2	3,5	16,03		20,84		81,27	43,60		0,0050
3	3,5	24,72		32,14		125,33	44,06		0,0050
4	3,5	33,36		43,37		169,14	43,80		0,0050
5	3,5	41,80		54,34		211,93	42,79		0,0049
6	3,5	49,91	1,30	64,88	3,90	253,04	41,12	0,40	0,0047
7	3,5	58,38		75,89		295,99	42,94		0,0049
8	3,5	66,14		85,98		335,33	39,34		0,0045
9	3,5	73,00		94,90		370,11	34,78		0,0040
10	3,5	78,91		102,58		400,07	29,96		0,0034
11	3,5	83,69		108,80		424,31	24,23		0,0028
Cobertura	3,5	87,17		113,32		441,95	17,64		0,0020

No Quadro D-37 apresenta-se a verificação do coeficiente de sensibilidade θ na direção x e y . Como os valores de θ são superiores a 0,10 em alguns dos pisos do edifício em ambas as direções, é necessário considerar os efeitos de 2ª ordem no dimensionamento da estrutura.

Quadro D-37: Coeficiente de sensibilidade θ nas direções x e y

Piso	Altura (h) [m]	P_{tot} [kN]	$V_{tot\ x}$ [kN]	$V_{tot\ y}$ [kN]	$d_{r\ x}$ [mm]	$d_{r\ y}$ [mm]	$\theta\ x$ [%]	$\theta\ y$ [%]
1	4,5	107614,10	11282,14	11433,91	28,09	37,67	0,0595	0,0788
2	3,5	98250,07	11122,93	11157,61	40,86	43,60	0,1031	0,1097
3	3,5	89224,60	10780,95	10790,97	40,91	44,06	0,0967	0,1041
4	3,5	80199,13	10329,64	10310,41	39,85	43,80	0,0884	0,0974
5	3,5	71173,66	9745,95	9742,06	38,18	42,79	0,0797	0,0893
6	3,5	62148,19	9015,48	8980,11	35,84	41,12	0,0706	0,0813
7	3,5	53172,05	8123,72	8112,70	36,71	42,94	0,0686	0,0804
8	3,5	44228,72	7059,56	7095,24	32,60	39,34	0,0584	0,0701
9	3,5	35285,39	5935,85	5921,58	28,09	34,78	0,0477	0,0592
10	3,5	26342,06	4775,69	4773,14	23,22	29,96	0,0366	0,0472
11	3,5	17398,74	3342,95	3391,71	17,44	24,23	0,0259	0,0355
Cobertura	3,5	8455,41	1736,42	1746,16	10,95	17,64	0,0152	0,0244

Os efeitos de 2ª ordem podem ser considerados multiplicando os esforços sísmicos pelo fator $1/(1-\theta)$. O procedimento adotado passa por utilizar o valor máximo θ de cada direção para corrigir os esforços sísmicos em todos os pisos. Assim na direção x $1/(1-0,1031) = 1,115$ e na direção y $1/(1-0,1097) = 1,123$.

Esforços de dimensionamento

As figuras seguintes apresentam os modelos de análise dos pórticos em cada direção e modo de vibração considerado.

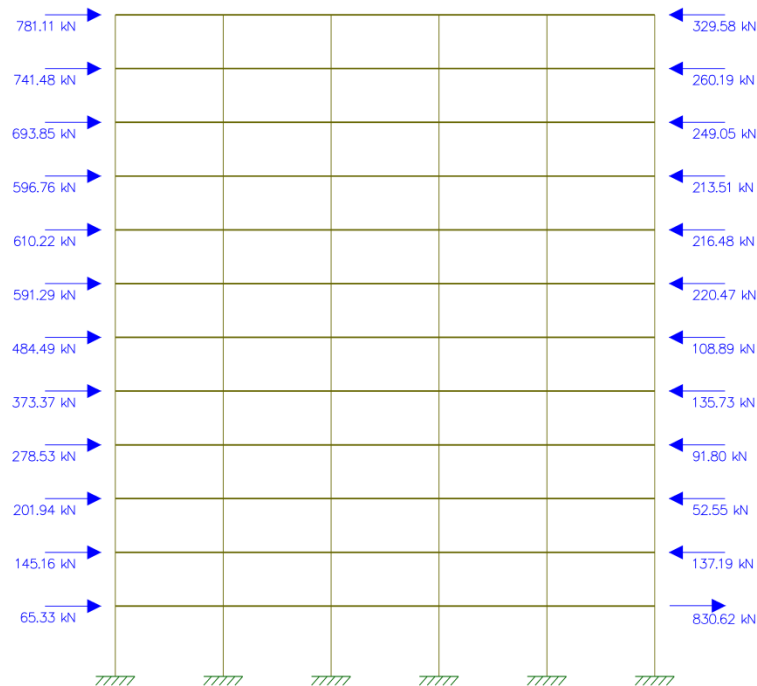


Figura D-13: Modelo plano do pórtico P1 no 1º modo de vibração

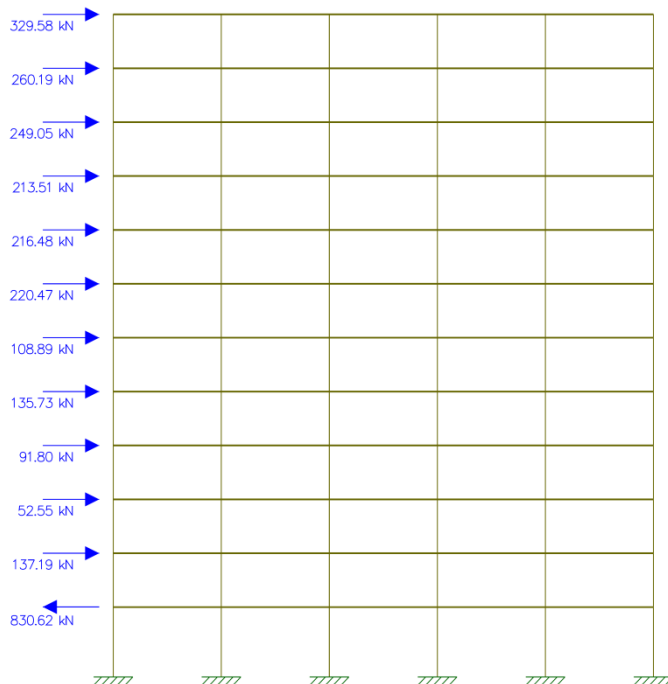


Figura D-14: Modelo plano do pórtico P2 no 1º modo de vibração

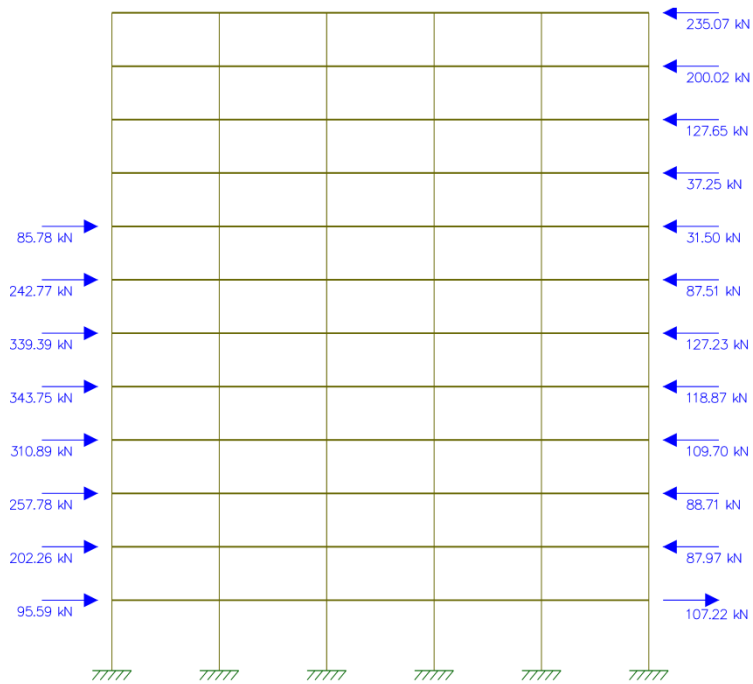


Figura D-15: Modelo plano do pórtico P1 no 2º modo de vibração

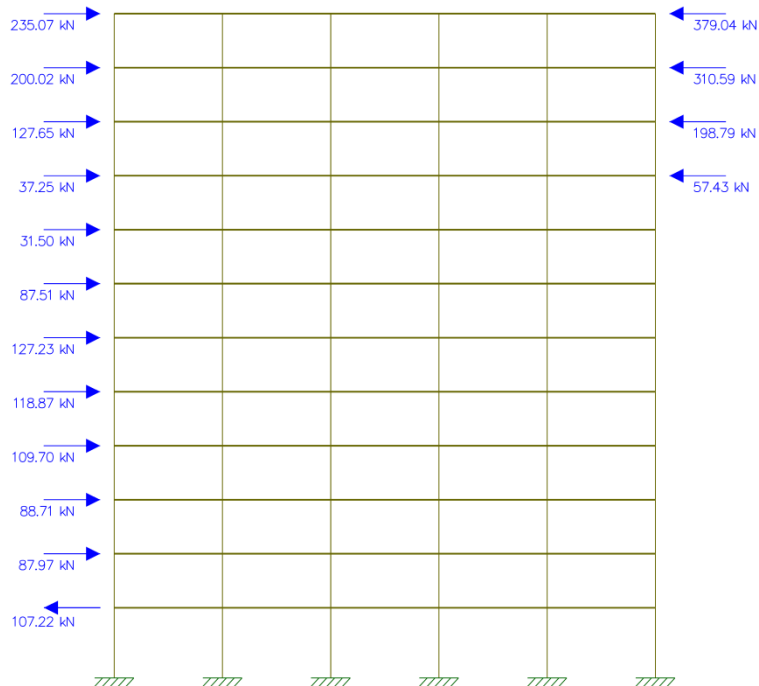


Figura D-16: Modelo plano do pórtico P2 no 2º modo de vibração



Figura D-17: Modelo plano do pórtico PA no 1º modo de vibração

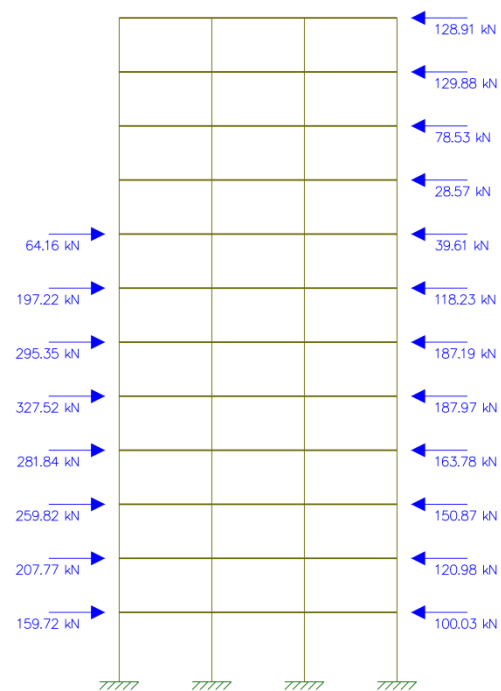


Figura D-18: Modelo plano do pórtico PA no 2º modo de vibração

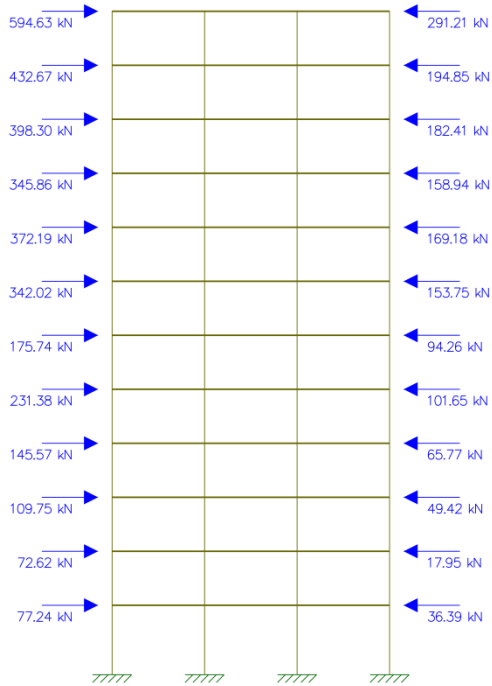


Figura D-19: Modelo plano do pórtico PB no 1º modo de vibração

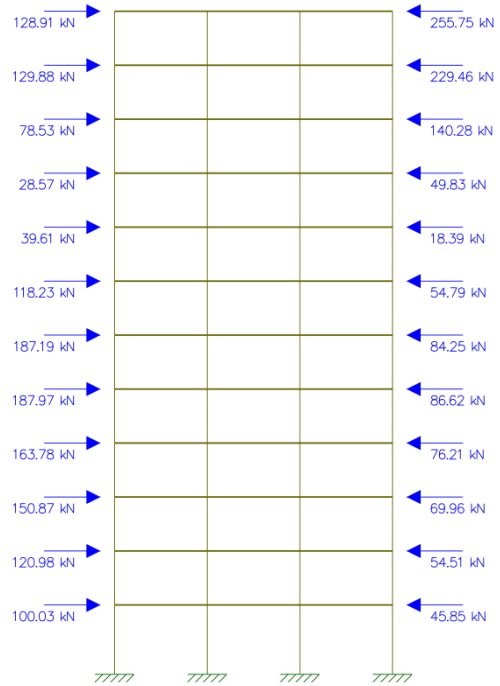


Figura D-20: Modelo plano do pórtico PB no 2º modo de vibração

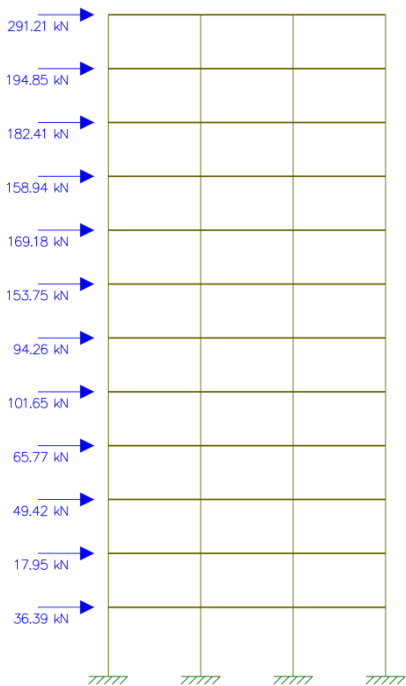


Figura D-21: Modelo plano do pórtico PC no 1º modo de vibração

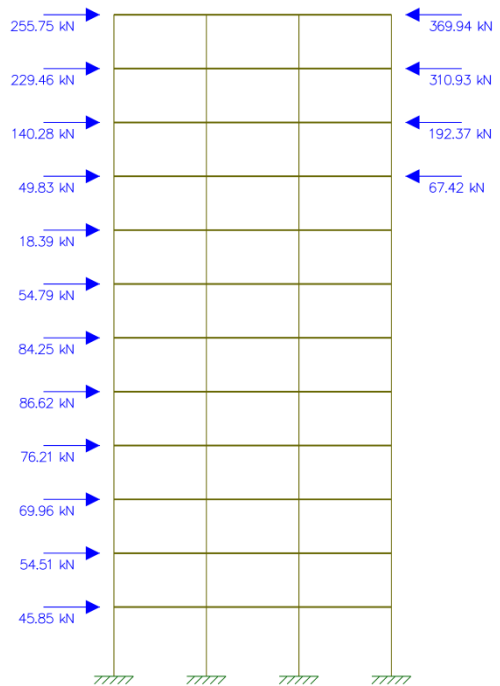


Figura D-22: Modelo plano do pórtico PC no 2º modo de vibração

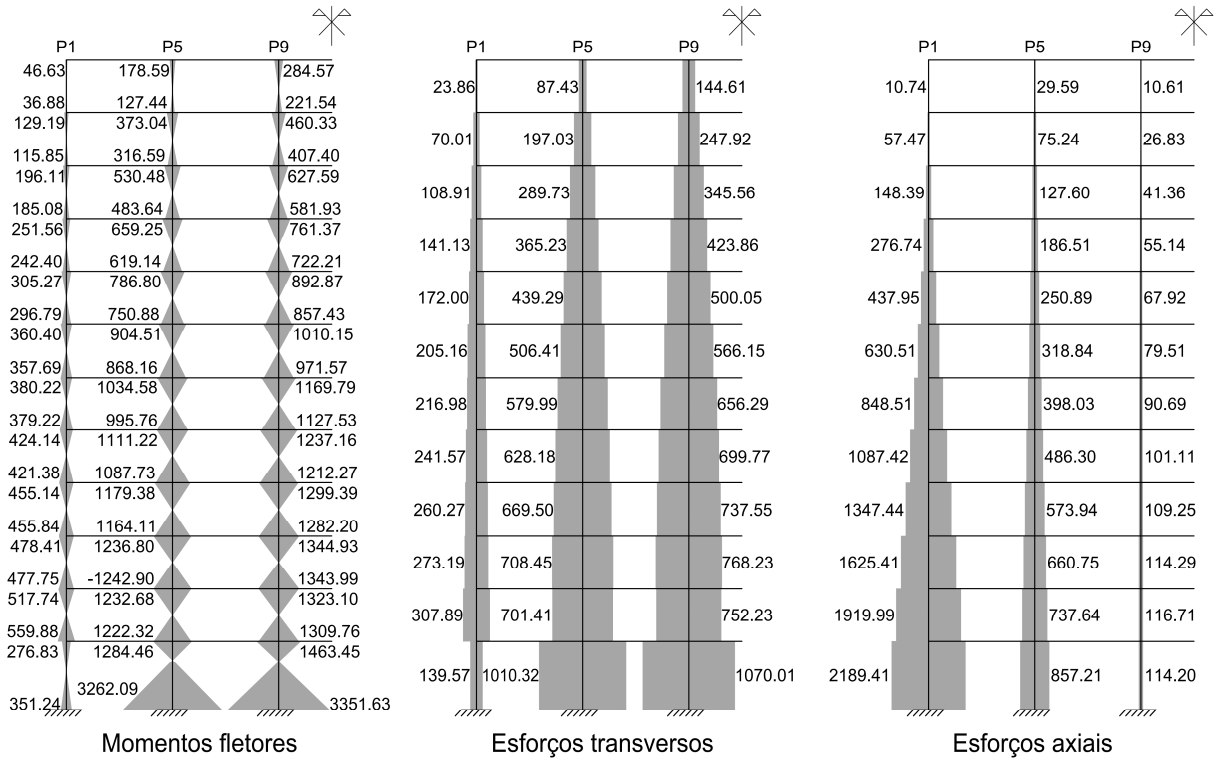


Figura D-23: Diagramas de esforços dos elementos verticais do pórtico 1

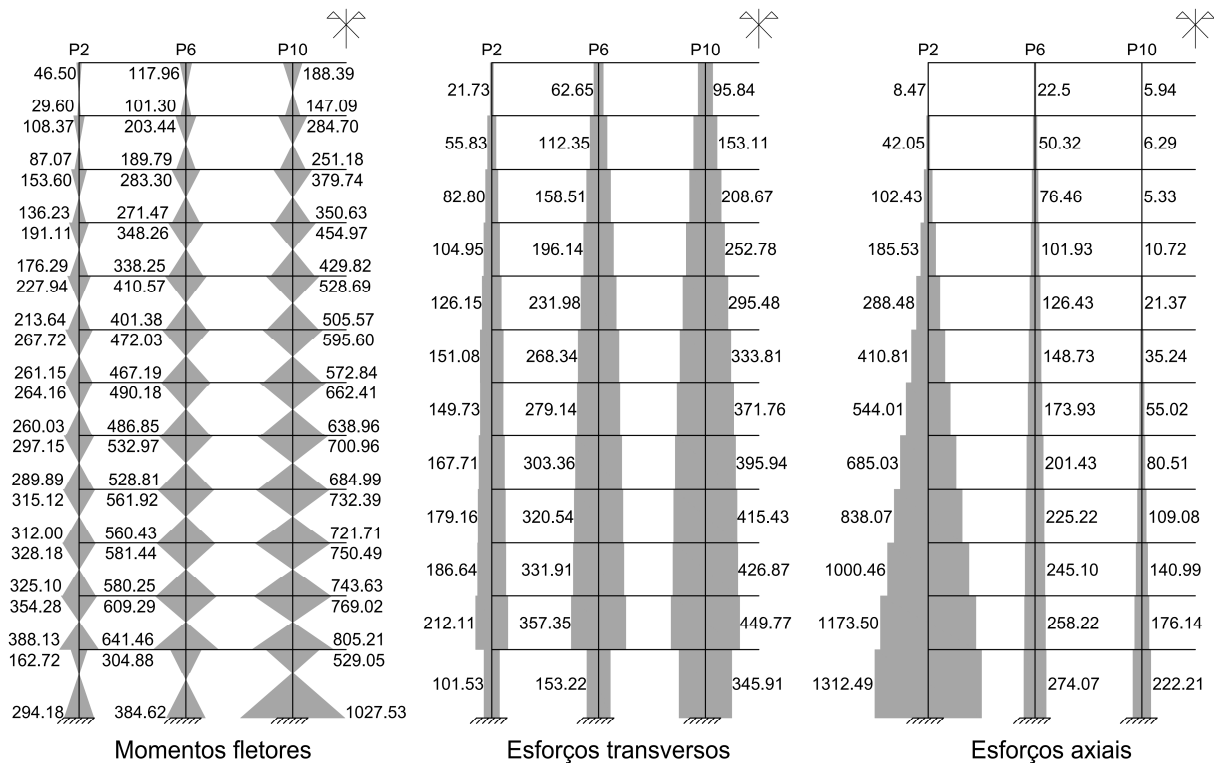
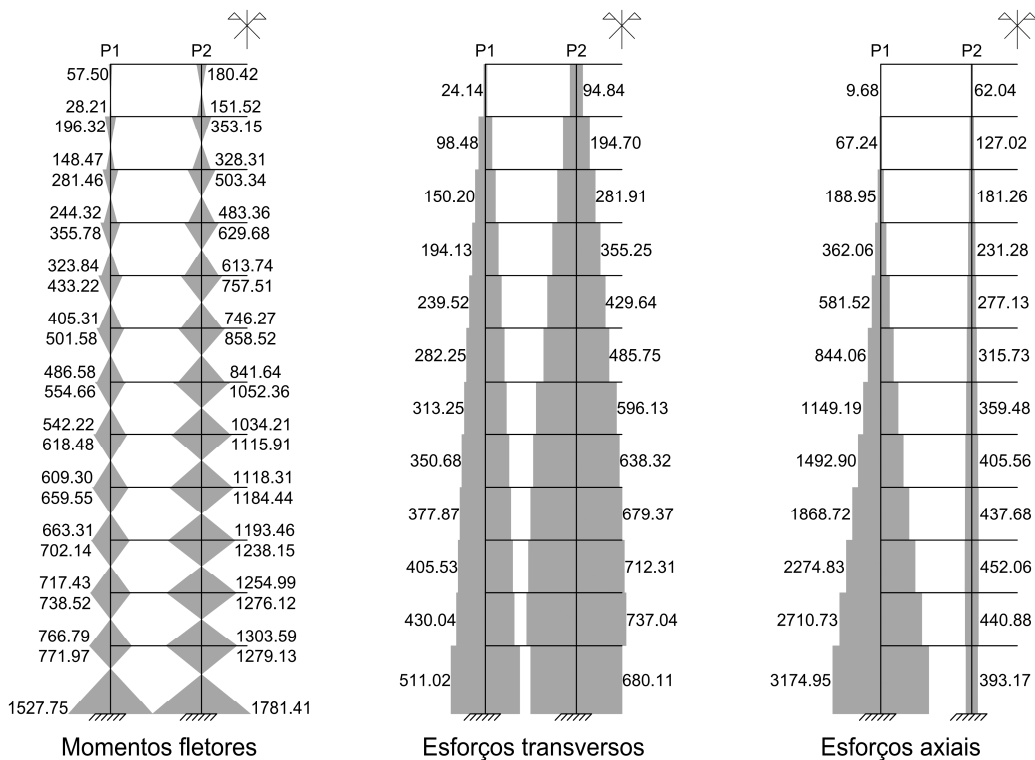


Figura D-24: Diagramas de esforços dos elementos verticais do pórtico 2



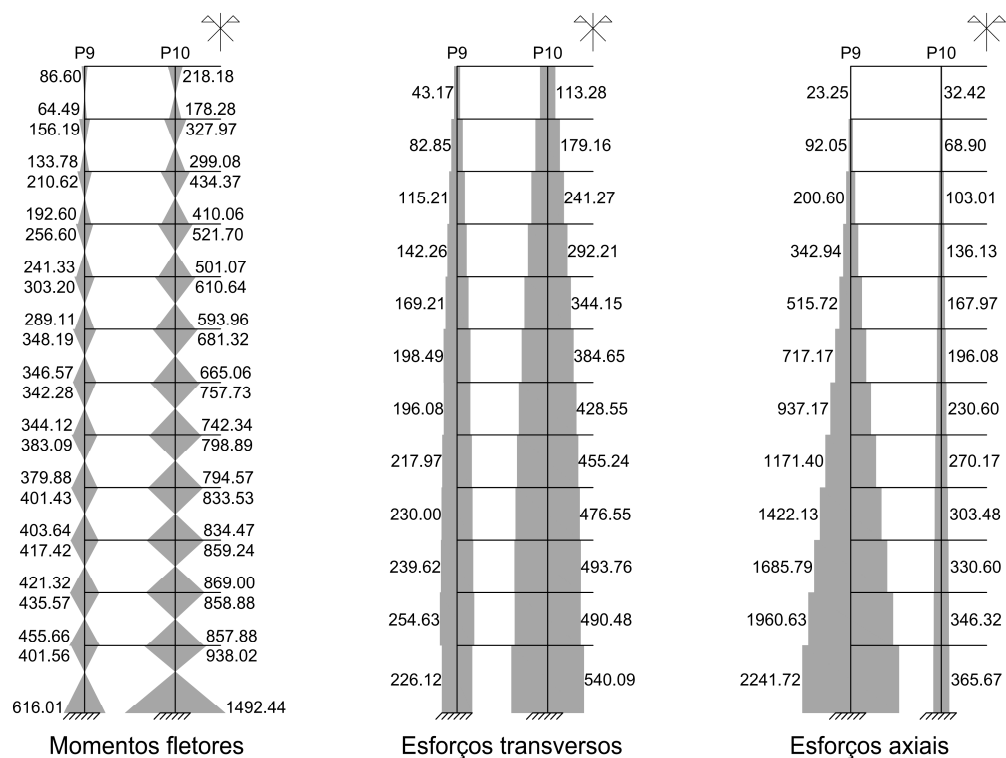


Figura D-27: Diagramas de esforços dos elementos verticais do pórtico C

APÊNDICE E

Este Apêndice tem por objetivo analisar o edifício tipo com um sistema estrutural do tipo parede, estudado no Apêndice C, através do programa de cálculo CypeCad de cálculo automático espacial por métodos matriciais de rigidez através de uma análise modal espectral o qual supõe um comportamento linear dos materiais.

Na utilização desta ferramenta de cálculo, começou-se por definir os materiais (betão e aço) com as respetivas características, procedeu-se à localização da implantação da estrutura para definir a zona sísmica, definiu-se o tipo de solo, a ductilidade pretendida para a estrutura, a classe de importância do edifício e os coeficientes de comportamento para as duas direções de cálculo.

Quanto ao valor das cargas que atuam na estrutura, o programa assume o peso próprio dos elementos estruturais (pilares, vigas e lajes) não havendo necessidade de contabilizar tais elementos. As cargas adicionais introduzidas correspondem aos revestimentos e às sobrecargas dos pavimentos e das coberturas. As paredes de alvenaria das fachadas foram contabilizadas na parcela das cargas permanentes como cargas lineares a atuarem nas vigas, ver Figura E-1, de modo idêntico na cobertura a platibanda foi contabilizada como uma carga linear de 3,75 kN/m. As paredes divisórias foram contabilizadas na sobrecarga, divisórias móveis, como uma carga uniforme.

Quadro E-1: Cargas uniformemente distribuídas nas lajes

Piso	Cargas permanentes [kN/m ²]	Sobrecargas [kN/m ²]
1	1,92	3,20
2	1,92	3,20
3	1,92	3,20
4	1,92	3,20
5	1,92	3,20
6	1,92	3,20
7	1,92	3,20
8	1,92	3,20
9	1,92	3,20
10	1,92	3,20
11	1,92	3,20
Cobertura	2,82	0,40

Alguns aspetos que se verificaram quanto ao programa foram a impossibilidade de alterar o modo de elasticidade dos elementos estruturais para metade e ter em conta a redução da rigidez devida à fendilhação como descrito no EC8 assim como a fração da sobrecarga a atuar

na situação sísmica o programa assume uma contribuição igual para todos os pisos o que na realidade não acontece no caso da cobertura onde a parcela da sobrecarga é nula.

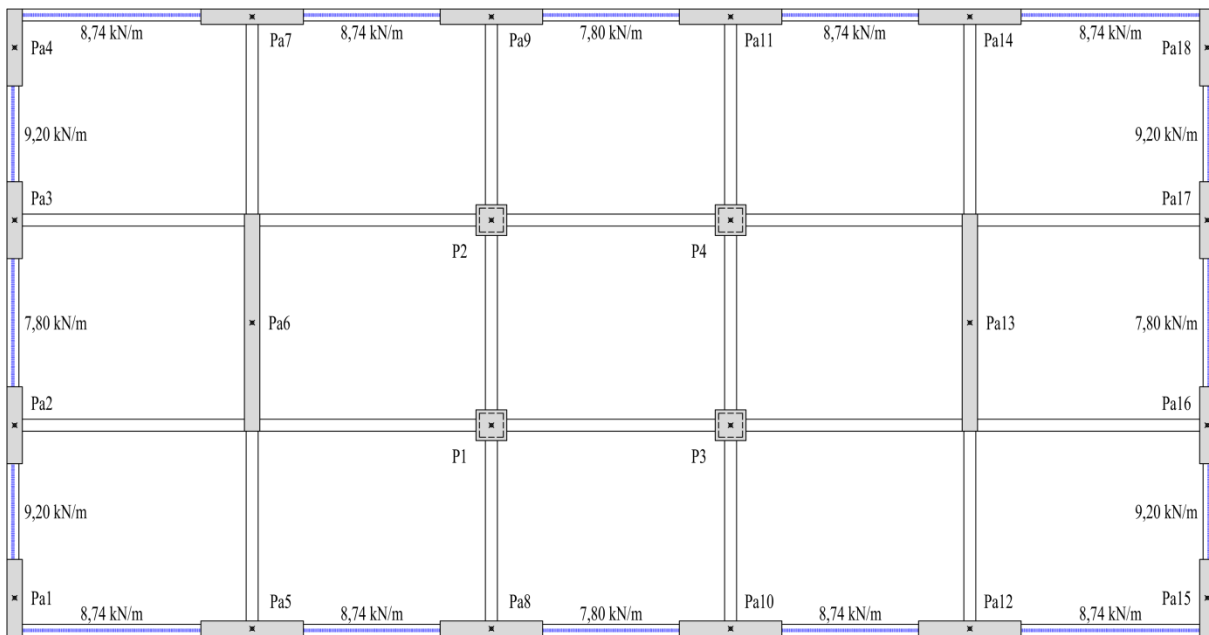


Figura E-1: Cargas lineares aplicadas nas vigas das alvenarias nas fachadas

Definidos os elementos atrás descritos no programa realizou-se a modelação 3D de todos os elementos estruturais descritos na Figura C-1 e procedeu-se à análise da estrutura no modelo global.

Os coeficientes de participação obtidos do cálculo automático e ilustrados no Quadro E-2 mostram que o terceiro modo de vibração é onde aparece a torção com uma participação quase nula. O primeiro e o segundo modo de vibração correspondem às direções principais x e y . Através dos modos de vibração pode-se também concluir que a estrutura não é classificada como torsionalmente flexível estando em igualdade com a análise realizada no Apêndice C.

Quadro E-2: Coeficientes de participação

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y
Modo 1	1,098	1	0	0,0002	72,02%	0,00%
Modo 2	0,869	0	1	0,0004	0,00%	69,59%
Modo 3	0,571	0,0046 a 0,0057	0,0107 a 0,0137	1	0,00%	0,00%
Modo 4	0,286	1	0	0,0003	14,71%	0,00%
Modo 5	0,205	0	1	0,0033	0,00%	17,28%
Modo 6	0,188	0	0	1	0,00%	0,00%
Modo 7	0,123	1	0	0,0003	6,13%	0,00%
Modo 8	0,086	0	1	0,0041	0,00%	6,52%
Modo 9	0,079	0	0	1	0,00%	0,00%
Modo 10	0,068	1	0	0,0004	3,18%	0,00%
Modo 11	0,049	0	1	0,0025	0,00%	3,16%
TOTAL					96,04%	96,55%

em que:

T período de vibração em segundos

L_x, L_y coeficientes de participação normalizados em cada direção da análise

L_{gz} coeficiente de participação normalizado correspondente ao grau de liberdade rotacional

M_x, M_y percentagem de massa deslocada por cada modo em cada direção da análise

Do Quadro E-2 verifica-se que o programa considera a resposta de todos os modos de vibração cuja massa mobilizada esteja acima dos 95 %. Seguindo o pressuposto do EC8 para o caso de estudo serão apenas considerados os modos que perfazem 90 % da massa total da estrutura que corresponde aos três primeiros modos em cada direção principal.

Ação sísmica

A forma do espectro de resposta de cálculo apresenta-se na Figura E-2 para a direção x e na Figura E-3 para a direção y . O primeiro modo de vibração em cada direção corresponde ao período fundamental do edifício nessa mesma direção. O valor da aceleração espectral do primeiro modo de vibração para a direção x tem o valor de $S_d(T_x = 1,098) = 1,115 \text{ m/s}^2$ e na direção y o valor de $S_d(T_y = 0,869) = 1,408 \text{ m/s}^2$.

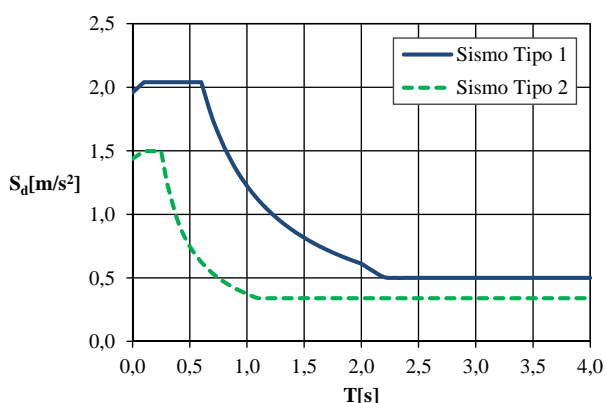


Figura E-2: Espectro de resposta de cálculo na direção x com $q=3,6$

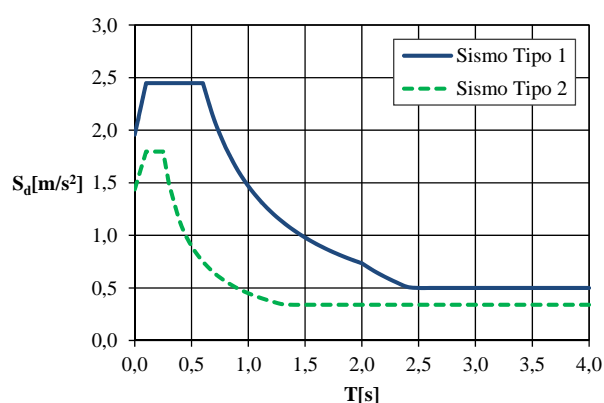


Figura E-3: Espectro de resposta de cálculo na direção y com $q=3,0$

As forças sísmicas horizontais ao nível dos pisos e de cada modo de vibração considerado apresentam-se no Quadro E-3 segundo a direção x e no Quadro E-4 para a direção y .

Quadro E-3: Forças de inércia por piso na direção x

Piso	Altura (z_i) [m]	Peso (P_i) [kN]	Modo 1	Modo 4	Modo 7
			Forças horizontais (F_i) [kN]	Forças horizontais (F_i) [kN]	Forças horizontais (F_i) [kN]
1	4,5	10809,00	44,80	150,00	222,60
2	8,0	10127,00	125,30	377,00	473,10
3	11,5	10127,00	232,70	616,00	613,30
4	15,0	10127,00	357,50	807,00	557,90
5	18,5	10127,00	492,20	903,60	312,20
6	22,0	10127,00	627,60	876,50	-40,80
7	25,5	10034,00	759,60	723,00	-364,80
8	29,0	10034,00	890,60	460,40	-542,00
9	32,5	10034,00	1015,30	109,10	-496,30
10	36,0	10034,00	1125,50	-289,50	-233,60
11	39,5	10034,00	1265,80	-737,50	196,70
Cobertura	43,0	8642,00	1151,90	-972,60	561,50
TOTAL		120256,00	8088,80	3023,00	1259,80

Quadro E-4: Forças de inércia por piso na direção y

Piso	Altura (z_i) [m]	Peso (P_i) [kN]	Modo 1	Modo 4	Modo 7
			Forças horizontais (F_i) [kN]	Forças horizontais (F_i) [kN]	Forças horizontais (F_i) [kN]
1	4,5	10809,00	56,00	203,80	297,70
2	8,0	10127,00	164,00	498,90	599,30
3	11,5	10127,00	308,00	805,50	752,80
4	15,0	10127,00	483,00	1051,60	670,70
5	18,5	10127,00	675,00	1183,00	367,00
6	22,0	10127,00	875,50	1158,70	-55,00
7	25,5	10034,00	1079,10	975,20	-438,50
8	29,0	10034,00	1288,50	650,00	-645,90
9	32,5	10034,00	1496,10	205,00	-591,30
10	36,0	10034,00	1688,70	-309,00	-284,10
11	39,5	10034,00	1928,50	-890,00	211,90
Cobertura	43,0	8642,00	1807,60	-1272,00	676,90
TOTAL		120256,00	11850,00	4260,70	1561,50

Os valores máximos da resposta das forças e inércia ao nível dos pisos de cada modo de vibração são obtidos pela combinação quadrática simples, ver expressão (5-23), e apresentam-se nos Quadros E-5 e no Quadro E-6 que correspondem para a direção x

Quadro E-5: Forças de inércia máximas por piso na direção x

Piso	CQS		
	Altura (z_i) [m]	Peso (P_i) [kN]	Forças horizontais máximas (F_i) [kN]
1	4,5	10809,00	122,24
2	8,0	10127,00	282,51
3	11,5	10127,00	409,16
4	15,0	10127,00	481,26
5	18,5	10127,00	531,56
6	22,0	10127,00	589,63
7	25,5	10034,00	653,28
8	29,0	10034,00	721,96
9	32,5	10034,00	832,87
10	36,0	10034,00	1045,29
11	39,5	10034,00	1448,13
Cobertura	43,0	8642,00	1608,76
TOTAL		120256,00	8726,65

Quadro E-6: Forças de inércia máximas por piso na direção y

Piso	CQS		
	Altura (z_i) [m]	Peso (P_i) [kN]	Forças horizontais máximas (F_i) [kN]
1	4,5	10809,00	153,03
2	8,0	10127,00	355,89
3	11,5	10127,00	528,11
4	15,0	10127,00	654,25
5	18,5	10127,00	758,58
6	22,0	10127,00	867,31
7	25,5	10034,00	981,16
8	29,0	10034,00	1108,38
9	32,5	10034,00	1290,77
10	36,0	10034,00	1584,54
11	39,5	10034,00	2095,49
Cobertura	43,0	8642,00	2311,62
TOTAL		120256,00	12689,13

Quadro E-7: Corte basal na direção x do modo 1

Pórtico	Modo 1 - Reações (corte basal)						Total [kN]	Rigidez (k_i) [%]
	[kN]							
P1	29,40	929,50	938,40	938,40	929,50	29,40	3794,60	46,9
P2	24,80	39,25	60,80	60,80	39,25	24,80	249,70	3,1
P3	24,80	39,25	60,80	60,80	39,25	24,80	249,70	3,1
P4	29,40	929,50	938,40	938,40	929,50	29,40	3794,60	46,9
TOTAL							8088,60	100,0

Quadro E-8: Corte basal na direção x do modo 4

Pórtico	Modo 4 - Reações (corte basal)						Total [kN]	Rigidez (k_i) [%]
	[kN]							
P1	8,30	353,50	355,30	355,30	353,50	8,30	1434,20	47,4
P2	7,30	11,25	20,10	20,10	11,25	7,30	77,30	2,6
P3	7,30	11,25	20,10	20,10	11,25	7,30	77,30	2,6
P4	8,30	353,50	355,30	355,30	353,50	8,30	1434,20	47,4
TOTAL							3023,00	100,0

Quadro E-9: Corte basal na direção x do modo 7

Pórtico	Modo 7 - Reações (corte basal)						Total [kN]	Rigidez (k_i) [%]
	[kN]							
P1	2,90	148,60	149,00	149,00	148,60	2,90	601,00	48,0
P2	2,60	1,95	7,90	7,90	1,95	2,60	24,90	2,0
P3	2,60	1,95	7,90	7,90	1,95	2,60	24,90	2,0
P4	2,90	148,60	149,00	149,00	148,60	2,90	601,00	48,0
TOTAL							1251,80	100,0

Quadro E-10: Combinação da força de corte basal direção x

Pórtico	CQS - Reações (corte basal)						Total [kN]	Rigidez (k_i) [%]
	[kN]							
P1	30,69	1005,49	1014,41	1014,41	1005,49	30,69	4101,18	47,0
P2	25,98	40,88	64,52	64,52	40,88	25,98	262,76	3,0
P3	25,98	40,88	64,52	64,52	40,88	25,98	262,76	3,0
P4	30,69	1005,49	1014,41	1014,41	1005,49	30,69	4101,18	47,0
TOTAL							8727,89	100,0

Quadro E-11: Corte basal na direção y para o modo1

Pórtico	Modo 2 - Reações (corte basal)				Total [kN]	Rigidez (k _i) [%]
	[kN]					
PA	407,30	429,40	429,40	407,30	1673,40	14,1
PB	34,50	3998,50		34,50	4067,50	34,3
PC	30,50	61,60	61,60	30,50	184,20	1,6
PD	30,50	61,60	61,60	30,50	184,20	1,6
PE	34,50	3998,50		34,50	4067,50	34,3
PF	407,30	429,40	429,40	407,30	1673,40	14,1
TOTAL					11850,20	100,00

Quadro E-12: Corte basal na direção y para o modo5

Pórtico	Modo 5 - Reações (corte basal)				Total [kN]	Rigidez (k _i) [%]
	[kN]					
PA	144,90	148,90	148,90	144,90	587,60	13,8
PB	8,70	1472,60		8,70	1490,00	35,0
PC	8,10	18,30	18,30	8,10	52,80	1,2
PD	8,10	18,30	18,30	8,10	52,80	1,2
PE	8,70	1472,60		8,70	1490,00	35,0
PF	144,90	148,90	148,90	144,90	587,60	13,8
TOTAL					4260,80	100,00

Quadro E-13: Corte basal na direção y para o modo8

Pórtico	Modo 8 - Reações (corte basal)				Total [kN]	Rigidez (k _i) [%]
	[kN]					
PA	54,50	55,50	55,50	54,50	220,00	14,1
PB	2,70	537,40		2,70	542,80	34,8
PC	2,70	6,30	6,30	2,70	18,00	1,2
PD	2,70	6,30	6,30	2,70	18,00	1,2
PE	2,70	537,40		2,70	542,80	34,8
PF	54,50	55,50	55,50	54,50	220,00	14,1
TOTAL					1561,60	100,00

Quadro E-14: Combinação da força de corte basal direção y

Pórtico	CQS - Reações (corte basal)				Total [kN]	Rigidez (k _i) [%]
	[kN]					
PA	435,73	457,86	457,86	435,73	1787,18	14,1
PB	35,68	4294,81		35,68	4366,17	34,4
PC	31,67	64,57	64,57	31,67	192,48	1,5
PD	31,67	64,57	64,57	31,67	192,48	1,5
PE	35,68	4294,81		35,68	4366,17	34,4
PF	435,73	457,86	457,86	435,73	1787,18	14,1
TOTAL					12691,66	100,0

Com este novo modelo de análise obtiveram-se as reações de corte na base referidas no quadro seguinte:

Quadro E-15: Valor máximo do deslocamento nos pisos na direção x

Piso (i)	Altura (h) [m]	$d_{i,mod1}$ [mm]	$\Delta_{i,mod1}$ [mm]	$d_{i,mod2}$ [mm]	$\Delta_{i,mod2}$ [mm]	$d_{i,mod3}$ [mm]	$\Delta_{i,mod3}$ [mm]	$\Delta_{i,comb}$ [mm]	$d_{i,comb}$ [mm]
1	4,5	6,35	6,35	-2,21	-2,21	-0,22	-0,22	6,73	6,73
2	3,5	11,28	4,93	-1,68	0,53	-0,17	0,05	4,96	11,69
3	3,5	16,22	4,94	-1,16	0,52	-0,12	0,05	4,97	16,65
4	3,5	21,16	4,94	-0,63	0,53	-0,07	0,05	4,97	21,62
5	3,5	26,09	4,93	-0,10	0,53	-0,02	0,05	4,96	26,58
6	3,5	31,03	4,94	0,43	0,53	0,03	0,05	4,97	31,55
7	3,5	35,97	4,94	0,95	0,52	0,08	0,05	4,97	36,52
8	3,5	40,90	4,93	1,48	0,53	0,13	0,05	4,96	41,48
9	3,5	45,84	4,94	2,01	0,53	0,18	0,05	4,97	46,44
10	3,5	50,78	4,94	2,54	0,53	0,23	0,05	4,97	51,41
11	3,5	55,71	4,93	3,06	0,52	0,28	0,05	4,96	56,37
Cobertura	3,5	60,65	4,94	3,59	0,53	0,33	0,05	4,97	61,34

Quadro E-16: Valor máximo do deslocamento nos pisos na direção y

Piso (i)	Altura (h) [m]	$d_{i,mod1}$ [mm]	$\Delta_{i,mod1}$ [mm]	$d_{i,mod2}$ [mm]	$\Delta_{i,mod2}$ [mm]	$d_{i,mod3}$ [mm]	$\Delta_{i,mod3}$ [mm]	$\Delta_{i,comb}$ [mm]	$d_{i,comb}$ [mm]
1	4,5	6,10	6,10	-1,73	-1,73	-0,12	-0,12	6,34	6,34
2	3,5	10,84	4,74	-1,41	0,32	-0,09	0,03	4,75	11,09
3	3,5	15,59	4,75	-1,09	0,32	-0,06	0,03	4,76	15,85
4	3,5	20,33	4,74	-0,77	0,32	-0,03	0,03	4,75	20,60
5	3,5	25,08	4,75	-0,44	0,33	-0,01	0,02	4,76	25,37
6	3,5	29,82	4,74	-0,12	0,32	0,02	0,03	4,75	30,12
7	3,5	34,57	4,75	0,20	0,32	0,05	0,03	4,76	34,88
8	3,5	39,31	4,74	0,52	0,32	0,07	0,02	4,75	39,63
9	3,5	44,06	4,75	0,84	0,32	0,10	0,03	4,76	44,39
10	3,5	48,80	4,74	1,16	0,32	0,13	0,03	4,75	49,14
11	3,5	53,55	4,75	1,48	0,32	0,15	0,02	4,76	53,90
Cobertura	3,5	58,29	4,74	1,80	0,32	0,18	0,03	4,75	58,65

Quadro E-17: Deslocamento dos vários pisos na direção x

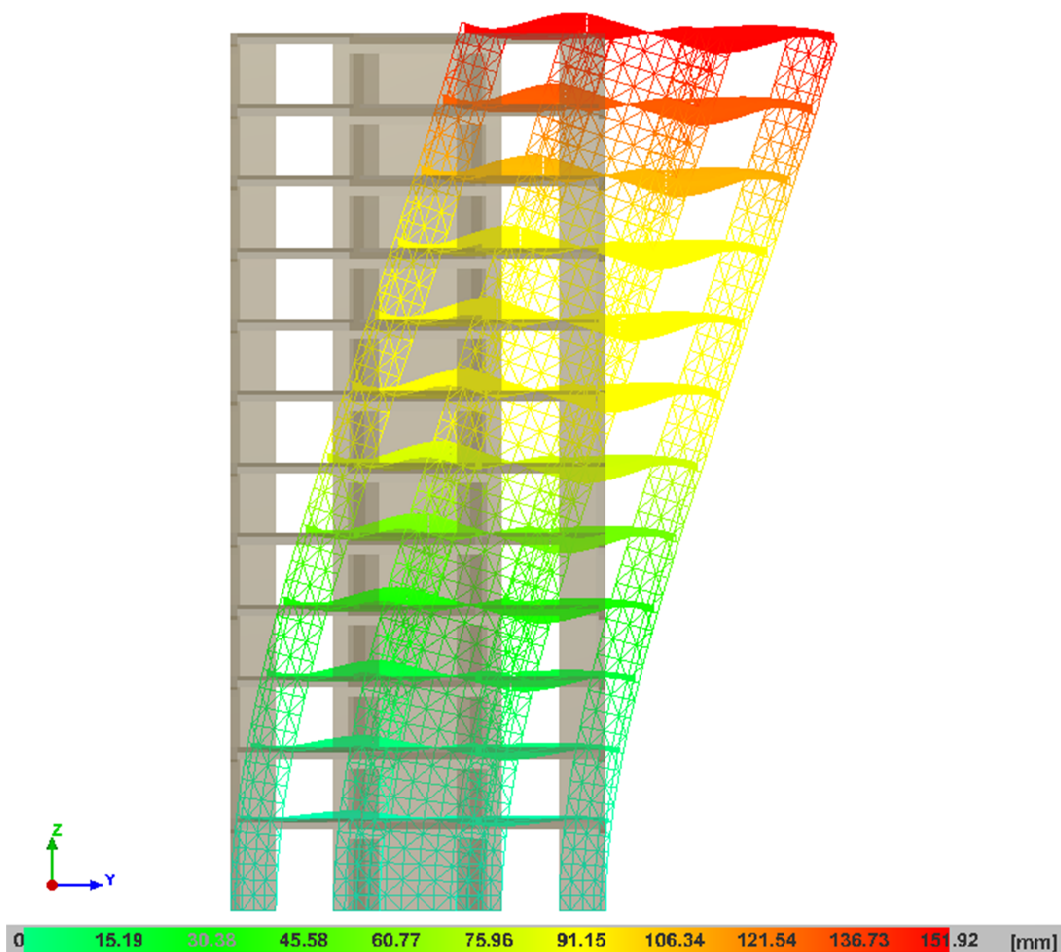
Piso	Altura (h) [m]	d_e [mm]	q	d_s [mm]	d_r [mm]	v	$d_r v/h \leq 0,005$ [m]
1	4,5	6,73		24,22	24,22		0,0022
2	3,5	11,69		42,07	17,85		0,0020
3	3,5	16,65		59,95	17,88		0,0020
4	3,5	21,62		77,84	17,89		0,0020
5	3,5	26,58		95,69	17,85		0,0020
6	3,5	31,55	3,60	113,58	17,89	0,40	0,0020
7	3,5	36,52		131,46	17,88		0,0020
8	3,5	41,48		149,31	17,85		0,0020
9	3,5	46,44		167,20	17,89		0,0020
10	3,5	51,41		185,09	17,89		0,0020
11	3,5	56,37		202,93	17,85		0,0020
Cobertura	3,5	61,34		220,82	17,89		0,0020

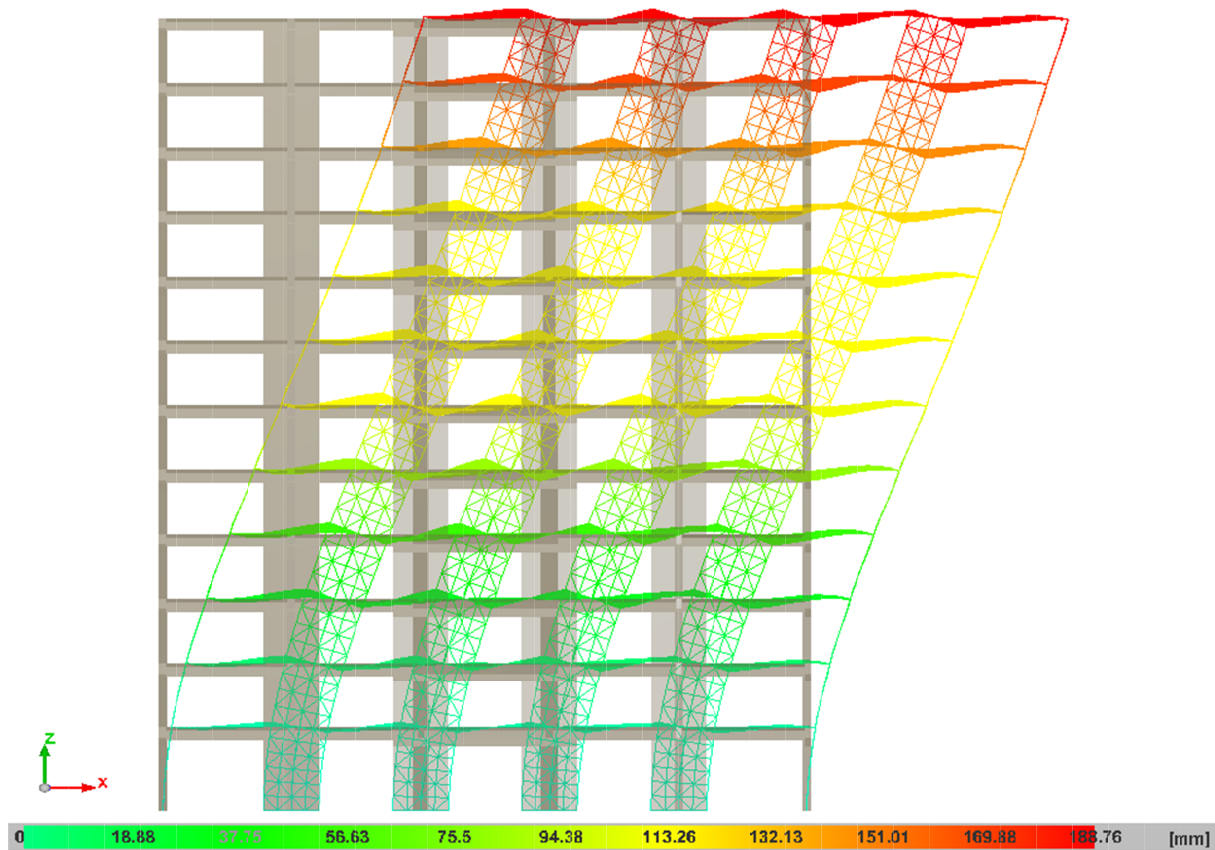
Quadro E-18: Deslocamento dos vários pisos na direção y

Piso	Altura (h) [m]	d_e [mm]	q	d_s [mm]	d_r [mm]	v	$d_r v/h \leq 0,005$ [m]
1	4,5	6,34		19,03	19,03		0,0017
2	3,5	11,09		33,28	14,25		0,0016
3	3,5	15,85		47,56	14,28		0,0016
4	3,5	20,60		61,81	14,25		0,0016
5	3,5	25,37		76,10	14,28		0,0016
6	3,5	30,12	3,00	90,35	14,25	0,40	0,0016
7	3,5	34,88		104,63	14,28		0,0016
8	3,5	39,63		118,89	14,25		0,0016
9	3,5	44,39		133,17	14,28		0,0016
10	3,5	49,14		147,42	14,25		0,0016
11	3,5	53,90		161,70	14,28		0,0016
Cobertura	3,5	58,65		175,96	14,25		0,0016

Quadro E-19: Coeficiente de sensibilidade θ nas direções x e y

Piso	Altura (h) [m]	P_{tot} [kN]	$V_{tot x}$ [kN]	$V_{tot y}$ [kN]	$d_r x$ [mm]	$d_r y$ [mm]	θx [%]	θy [%]
1	4,5	120256,00	8726,65	12689,13	24,22	19,03	0,0742	0,0401
2	3,5	109447,00	8604,41	12536,10	17,85	14,25	0,0649	0,0356
3	3,5	99320,00	8321,90	12180,21	17,88	14,28	0,0610	0,0333
4	3,5	89193,00	7912,74	11652,10	17,89	14,25	0,0576	0,0312
5	3,5	79066,00	7431,48	10997,85	17,85	14,28	0,0543	0,0293
6	3,5	68939,00	6899,92	10239,27	17,89	14,25	0,0511	0,0274
7	3,5	58812,00	6310,29	9371,96	17,88	14,28	0,0476	0,0256
8	3,5	48778,00	5657,01	8390,80	17,85	14,25	0,0440	0,0237
9	3,5	38744,00	4935,05	7282,42	17,89	14,28	0,0401	0,0217
10	3,5	28710,00	4102,18	5991,65	17,89	14,25	0,0358	0,0195
11	3,5	18676,00	3056,89	4407,11	17,85	14,28	0,0312	0,0173
Cobertura	3,5	8642,00	1608,76	2311,62	17,89	14,25	0,0275	0,0152





APÊNDICE F

O objetivo deste apêndice é analisar o comportamento do edifício, através do programa CypeCad, do caso de estudo B, com o sistema estrutural do tipo porticado estudado com um modelo plano e uma análise modal no Apêndice D.

À vista do exemplo descrito no Apêndice E seguiu-se o mesmo procedimento na introdução de todos os elementos no programa de cálculo. Quanto às cargas que atuam na estrutura, para além do peso próprio dos elementos estruturais que o programa já assume, as cargas adicionais introduzidas correspondem aos revestimentos e às sobrecargas dos pavimentos e da cobertura, ver Quadro F-1. O valor das cargas das paredes de alvenaria das fachadas inclui-se na parcela das cargas permanentes sendo definida como uma carga linear a atuar nas vigas com o valor de 8,74 kN/m, de modo idêntico na cobertura a platibanda foi contabilizada como uma carga linear de 3,75 kN/m. As paredes divisórias, divisórias móveis, são consideradas na sobrecarga, como uma carga uniforme.

Quadro F-1: Cargas uniformemente distribuídas nas lajes

Piso	Cargas permanentes [kN/m ²]	Sobrecargas [kN/m ²]
1	1,92	3,20
2	1,92	3,20
3	1,92	3,20
4	1,92	3,20
5	1,92	3,20
6	1,92	3,20
7	1,92	3,20
8	1,92	3,20
9	1,92	3,20
10	1,92	3,20
11	1,92	3,20
Cobertura	2,82	0,40

Com os elementos estruturais mencionados na Figura D-1 realizou-se a modelo em 3D e procedeu-se à análise comportamental da estrutura.

Os coeficientes de participação obtidos do cálculo automático e ilustrados no Quadro F-2, mostram o modo de vibração 1 e o modo de vibração 2 correspondem ao deslocamento da massa da estrutura na direção x e y . O terceiro modo de vibração é o modo de torção com uma participação quase nula. Dos modos de vibração pode-se também concluir que a estrutura não é classificada como torsionalmente flexível verificação também comprovada na análise realizada no Apêndice D.

O programa considera a resposta de todos os modos de vibração que mobilizam mais de 95 % da massa da estrutura como verifica-se no Quadro F-2, seguindo a metodologia do EC8 apenas considera-se os modos que perfazem pelo menos 90 % da massa total da estrutura e correspondem ao primeiro e segundo modo de vibração em cada direção.

A forma do espectro de resposta de cálculo que apresenta-se na Figura F-1 para a direção x e na Figura F-2 para a direção y corresponde ao período fundamental de vibração em cada direção e apresenta o valor da aceleração espectral de $S_d(T_x = 0,690) = 1,637 \text{ m/s}^2$ e de $S_d(T_y = 0,725) = 1,558 \text{ m/s}^2$.

Quadro F-2: Coeficientes de participação

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y
Modo 1	0,690	1	0	0,0002	81,26%	0,00%
Modo 2	0,725	0	1	0,0003	0,00%	81,20%
Modo 3	0,571	0,0052	0,0096 a 0,0097	1	0,00%	0,00%
Modo 4	0,234	1	0	0,0079	10,40%	0,00%
Modo 5	0,244	0	1	0,01	0,00%	11,38%
Modo 6	0,194	0	0,0001	1	0,00%	0,00%
Modo 7	0,138	1	0	0,0018	3,48%	0,00%
Modo 8	0,140	0	0,9999	0,0107	0,00%	3,36%
TOTAL					95,14%	95,94%

em que:

- T período de vibração em segundos
- L_x, L_y coeficientes de participação normalizados em cada direção da análise
- L_{gz} coeficiente de participação normalizado correspondente ao grau de liberdade rotacional
- M_x, M_y percentagem de massa deslocada por cada modo em cada direção da análise

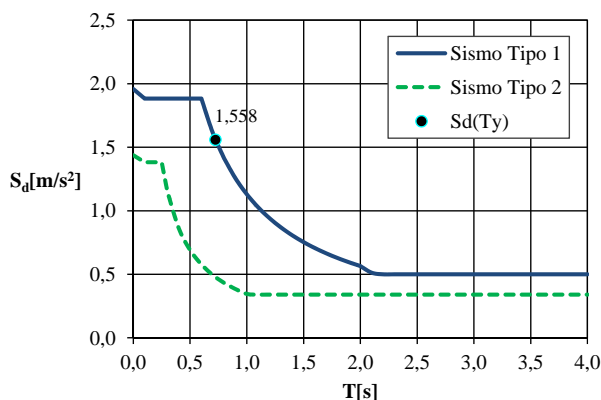
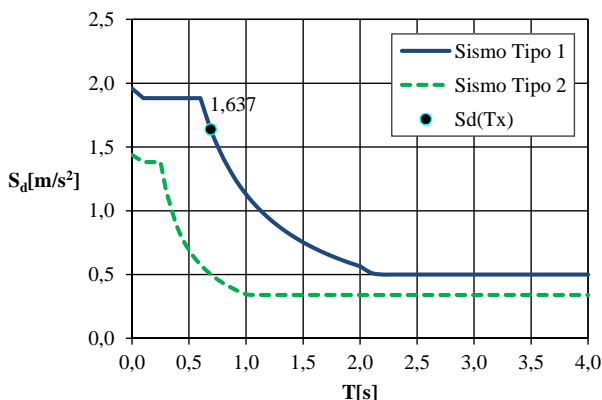


Figura F-1: Espectro de cálculo direção x modo 1 Figura F-2: Espectro de cálculo direção y modo 2

O valor da aceleração espectral para os segundos modos de vibração de cada direção tem o valor de $S_d = 1,883 \text{ m/s}^2$ pela Figura F-3 e Figura F-4.

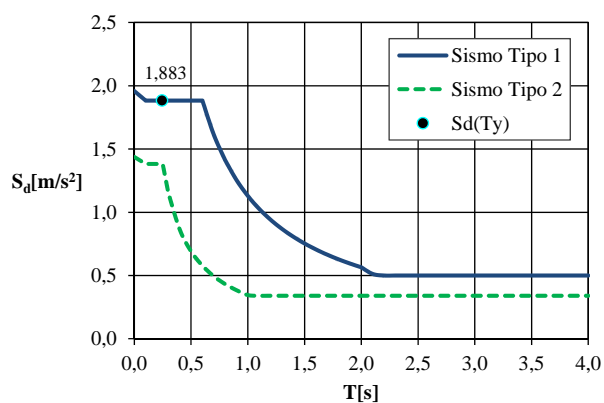
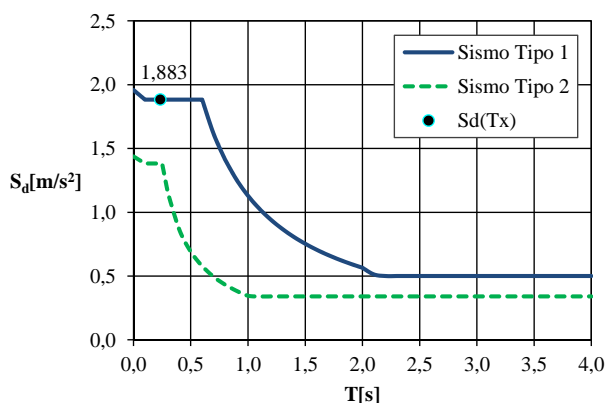


Figura F-3: Espectro de cálculo direção x modo 4 Figura F-4: Espectro de cálculo direção y modo 5

Os efeitos acidentais de torção são tidos em conta pelo programa não sendo necessário determina-los pelas expressões presentes no EC8.

As forças sísmicas horizontais na direção x ao nível dos pisos e para cada modo de vibração considerado apresentam-se no Quadro F-3.

Quadro F-3: Forças sísmicas horizontais por piso e por modo de vibração na direção x

Piso	Altura (z_i) [m]	Peso (P_i) [kN]	Modo 1	Modo 4
			Forças horizontais (F_i) [kN]	Forças horizontais (F_i) [kN]
1	4,5	11369,00	190,00	236,30
2	8,0	10657,00	398,00	463,20
3	11,5	10657,00	619,00	647,20
4	15,0	10657,00	832,00	744,80
5	18,5	10657,00	1034,00	742,60
6	22,0	10657,00	1218,00	636,50
7	25,5	10578,00	1392,40	432,00
8	29,0	10578,00	1552,60	163,00
9	32,5	10578,00	1686,60	-129,00
10	36,0	10578,00	1792,60	-405,00
11	39,5	10578,00	1872,30	-631,30
Cobertura	43,0	8993,00	1850,50	-777,70
TOTAL		126537,00	14438,00	2122,60

As forças sísmicas horizontais máximas em cada piso foram determinadas pela combinação quadrática simples, expressão (5-23), uma vez que os períodos de vibração dos vários modos para cada direção são razoavelmente afastados, ver condição (5-22), os valores para a direção x apresentam-se no Quadro F-4.

Quadro F-4: Forças sísmicas horizontais máximas por piso na direção x

Piso	Altura (z_i) [m]	Peso (P_i) [kN]	CQS
			Forças horizontais máximas (F_i) [kN]
1	4,5	11369,00	220,87
2	8,0	10657,00	449,40
3	11,5	10657,00	669,19
4	15,0	10657,00	854,69
5	18,5	10657,00	1011,79
6	22,0	10657,00	1151,10
7	25,5	10578,00	1302,42
8	29,0	10578,00	1474,23
9	32,5	10578,00	1653,44
10	36,0	10578,00	1825,53
11	39,5	10578,00	1973,24
Cobertura	43,0	8993,00	2007,28
TOTAL		126537,00	14593,18

A resposta da estrutura face às forças sísmicas horizontais é verificada nas reações de corte basal que se apresentam do Quadro F-5 até ao Quadro F-7 para a direção x .

Quadro F-5: Reações do esforço transversal na base do modo 1 na direção x

Pórtico	Modo 1 - Reações (corte basal)						Total	Rigidez (k_i)
	[kN]						[kN]	[%]
P1	232,84	1211,24	1324,76	1324,76	1211,24	232,84	5537,68	38,4
P2	152,23	231,95	456,06	456,06	231,95	152,23	1680,48	11,6
P3	152,24	231,97	456,09	456,09	231,97	152,24	1680,60	11,6
P4	232,90	1211,51	1325,07	1325,07	1211,51	232,90	5538,96	38,4
TOTAL							14437,72	100,0

Quadro F-6: Reações do esforço transversal na base do modo 4 na direção x

Pórtico	Modo 4 - Reações (corte basal)						Total	Rigidez (k_i)
	[kN]						[kN]	[%]
P1	35,22	178,37	192,68	192,68	178,37	35,22	812,54	38,3
P2	23,04	34,21	66,92	66,92	34,21	23,04	248,34	11,7
P3	23,05	34,22	66,94	66,94	34,22	23,05	248,42	11,7
P4	35,25	178,53	192,86	192,86	178,53	35,25	813,28	38,3
TOTAL							2122,58	100,0

O valor máximo da força de corte basal obtém-se pela expressão (5-23) com a combinação do valor das reações apresentadas no Quadro F-5 e no Quadro F-6. A força de corte na base máxima apresentada no Quadro F-7 toma o valor de 14592,93 kN, este valor é muito próximo do valor da força de corte na base do modo 1 logo pode concluir-se que o primeiro modo de vibração é o que condiciona a resposta sísmica da estrutura.

Quadro F-7: Reações do esforço transversal na base máximas na direção x

Pórtico	Reações (corte basal)						Total	Rigidez (k_i)
	[kN]						[kN]	[%]
P1	235,49	1224,30	1338,70	1338,70	1224,30	235,49	5596,98	38,4
P2	153,96	234,46	460,94	460,94	234,46	153,96	1698,73	11,6
P3	153,98	234,48	460,98	460,98	234,48	153,98	1698,86	11,6
P4	235,55	1224,59	1339,03	1339,03	1224,59	235,55	5598,36	38,4
TOTAL							14592,93	100,0

Em análise ao Quadro F-7 verifica-se que os pórticos de extremidade P1 e P4, mobilização perto de 80% da força sísmica e os pilares interiores aos mesmos pórticos são mais solicitados.

Para a direção y seguiu-se a mesma metodologia de estudo descrita anteriormente na direção x , as forças horizontais sísmicas para cada modo de vibração presentes no Quadro F-8 dão origem às forças de corte basal para cada modo de vibração presentes no Quadro F-10 e no Quadro F-11.

Quadro F-8: Forças sísmicas horizontais por piso e por modo de vibração na direção y

Piso	Altura (z_i) [m]	Peso (P_i) [kN]	Modo 2	Modo 5
			Forças horizontais (F_i) [kN]	Forças horizontais (F_i) [kN]
1	4,5	11369,00	201,00	284,90
2	8,0	10657,00	390,00	510,40
3	11,5	10657,00	586,00	687,00
4	15,0	10657,00	779,00	776,50
5	18,5	10657,00	963,00	769,60
6	22,0	10657,00	1136,90	657,80
7	25,5	10578,00	1303,90	451,00
8	29,0	10578,00	1461,70	179,00
9	32,5	10578,00	1598,00	-120,00
10	36,0	10578,00	1710,00	-406,00
11	39,5	10578,00	1802,10	-649,40
Cobertura	43,0	8993,00	1799,40	-817,60
TOTAL		126537,00	13731,00	2323,20

Quadro F-9: Força sísmica horizontal máxima por piso na direção y

Piso	Altura (z_i) [m]	Peso (P_i) [kN]	CQS	
			Forças horizontais máximas (F_i) [kN]	
1	4,5	11369,00	243,47	
2	8,0	10657,00	454,14	
3	11,5	10657,00	646,40	
4	15,0	10657,00	806,96	
5	18,5	10657,00	940,20	
6	22,0	10657,00	1064,34	
7	25,5	10578,00	1205,15	
8	29,0	10578,00	1374,30	
9	32,5	10578,00	1559,13	
10	36,0	10578,00	1743,25	
11	39,5	10578,00	1912,38	
Cobertura	43,0	8993,00	1976,44	
TOTAL		126537,00	13926,16	

Quadro F-10: Reações do esforço transversal na base do modo 2 na direção y

Pórtico	Modo 2 - Reações (corte basal)				Total [kN]	Rigidez (k_i) [%]
	[kN]					
PA	555,23	889,66	889,66	555,23	2889,78	21,0
PB	298,25	767,83	767,83	298,25	2132,16	15,5
PC	288,09	633,14	633,14	288,09	1842,46	13,4
PD	288,12	633,21	633,21	288,12	1842,66	13,4
PE	298,34	768,07	768,07	298,34	2132,82	15,5
PF	555,52	890,11	890,11	555,52	2891,26	21,1
TOTAL					13731,14	100,0

Quadro F-11: Reações do esforço transversal na base do modo 5 na direção y

Pórtico	Modo 5 - Reações (corte basal)				Total [kN]	Rigidez (k_i) [%]
	[kN]					
PA	107,36	145,63	145,63	107,36	505,98	21,8
PB	49,41	126,64	126,64	49,41	352,10	15,2
PC	47,78	103,61	103,61	47,78	302,78	13,0
PD	47,80	103,65	103,65	47,80	302,90	13,0
PE	49,46	126,78	126,78	49,46	352,48	15,2
PF	107,56	145,91	145,91	107,56	506,94	21,8
TOTAL					2323,18	100,0

O valor máximo da força de corte na base na direção y apresenta-se no Quadro F-12 com o valor de 13927,04 kN obtido pela expressão (5-23). Nesta direção a força de corte na base à vista da direção x está mais distribuída pelos pórticos estando os mesmos menos solicitados os pórticos de extremidade são os que mais contribuem para a mobilização sísmica.

Quadro F-12: Reações do esforço transverso na base máximas na direção y

Pórtico	Reações (corte basal)				Total	Rigidez (k_i)
	[kN]					
PA	565,51	901,50	901,50	565,51	2934,03	21,1
PB	302,32	778,20	778,20	302,32	2161,04	15,5
PC	292,03	641,56	641,56	292,03	1867,17	13,4
PD	292,06	641,64	641,64	292,06	1867,39	13,4
PE	302,41	778,46	778,46	302,41	2161,75	15,5
PF	565,84	901,99	901,99	565,84	2935,65	21,1
TOTAL					13927,04	100,0

Verificação da deformada

O programa apresenta o valor dos deslocamentos dos pisos pela “combinação fundamental sísmica” não calculando os mesmos por modo de vibração. Para analisar a limitação dos deslocamentos dos pisos foram utilizados esses valores como se mostra-se no Quadro F-13 segundo a direção x e o Quadro F-14 para a direção y .

Quadro F-13: Deslocamentos dos vários pisos na direção x

Piso	Altura (h)	d_e	q	d_s	d_r	v	$d_r/h \leq 0,005$
	[m]	[mm]		[mm]	[mm]		[m]
1	4,5	9,75		38,03	38,03		0,0034
2	3,5	21,18		82,60	44,58		0,0051
3	3,5	32,82		128,00	45,40		0,0052
4	3,5	44,03		171,72	43,72		0,0050
5	3,5	54,60		212,94	41,22		0,0047
6	3,5	64,38	3,90	251,08	38,14	0,40	0,0044
7	3,5	73,94		288,37	37,28		0,0043
8	3,5	82,36		321,20	32,84		0,0038
9	3,5	89,46		348,89	27,69		0,0032
10	3,5	95,12		370,97	22,07		0,0025
11	3,5	99,29		387,23	16,26		0,0019
Cobertura	3,5	102,48		399,67	12,44		0,0014

Em ambas direções principais de análise verificamos que existem pisos onde a verificação $0,005h$ não se cumpre. Se o edifício não incorporasse as paredes de alvenaria, considerados como elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura, este valor era aceitável contudo devido à deformação estrutural esta situação é inaceitável.

A utilização de um modelo estrutural um pouco mais refinado poderia ser a solução para contornar esta desconformidade.

Quadro F-14: Deslocamentos dos vários pisos na direção y

Piso	Altura (h)	d _e	q	d _s	d _r	v	d _v /h ≤ 0,005
	[m]	[mm]		[mm]	[mm]		[m]
1	4,5	11,70	3,90	45,63	45,63	0,40	0,0041
2	3,5	23,37		91,14	45,51		0,0052
3	3,5	35,06		136,73	45,59		0,0052
4	3,5	46,43		181,08	44,34		0,0051
5	3,5	57,29		223,43	42,35		0,0048
6	3,5	67,55		263,45	40,01		0,0046
7	3,5	77,86		303,65	40,21		0,0046
8	3,5	87,17		339,96	36,31		0,0041
9	3,5	95,25		371,48	31,51		0,0036
10	3,5	101,95		397,61	26,13		0,0030
11	3,5	107,21		418,12	20,51		0,0023
Cobertura	3,5	111,53	434,97	16,85	0,0019		

No Quadro F-15 apresenta-se a verificação do coeficiente de sensibilidade θ na direção x e y. Como os valores de θ são superiores a 0,10 em alguns dos pisos do edifício para as direções principais, logo é necessário considerar os efeitos de 2ª ordem no dimensionamento da estrutura.

Os efeitos de 2ª ordem devem ser considerados pelo fator $1/(1-\theta)$ com a utilização do valor máximo θ de cada direção para corrigir os esforços sísmicos em todos os pisos. Assim na direção x $1/(1-0,1029) = 1,115$ e na direção y $1/(1-0,1107) = 1,124$.

Quadro F-15: Coeficiente de sensibilidade θ nas direções x e y

Piso	Altura (h)	P _{tot}	V _{totX}	V _{totY}	d _x	d _y	θ_x	θ_y
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[%]	[%]
1	4,5	126537,00	14438,00	13731,00	38,03	45,63	0,0741	0,0934
2	3,5	115168,00	14248,00	13530,00	44,58	45,51	0,1029	0,1107
3	3,5	104511,00	13850,00	13140,00	45,40	45,59	0,0979	0,1036
4	3,5	93854,00	13231,00	12554,00	43,72	44,34	0,0886	0,0947
5	3,5	83197,00	12399,00	11775,00	41,22	42,35	0,0790	0,0855
6	3,5	72540,00	11365,00	10812,00	38,14	40,01	0,0696	0,0767
7	3,5	61883,00	10147,00	9675,10	37,28	40,21	0,0650	0,0735
8	3,5	51305,00	8754,60	8371,20	32,84	36,31	0,0550	0,0636
9	3,5	40727,00	7202,00	6909,50	27,69	31,51	0,0447	0,0531
10	3,5	30149,00	5515,40	5311,50	22,07	26,13	0,0345	0,0424
11	3,5	19571,00	3722,80	3601,50	16,26	20,51	0,0244	0,0319
Cobertura	3,5	8993,00	1850,50	1799,40	12,44	16,85	0,0173	0,0241

APÊNDICE G

Neste apêndice apresenta-se o código elaborado para a determinação da ação sísmica para a direção x e para a direção y

Dados

```
n = 12; (*NGDL*)
h1 = 4.5;
h2a12 = 3.5;
P11x = 0.55;
P11y = 1.10;
P21x = 1.60;
P21y = 0.55;
P31x = 0.55;
P31y = 1.20;
P41x = 0.90;
P41y = 0.90;
P1ax = 0.55;
P1ay = 0.90;
P1bx = 0.55;
P1by = 0.80;
P2ax = 1.00;
P2ay = 0.55;
P2bx = 0.90;
P2by = 0.55;
P3ax = 0.55;
P3ay = 1.00;
P3bx = 0.55;
P3by = 0.90;
P4ax = 0.75;
P4ay = 0.75;
P4bx = 0.70;
P4by = 0.70;
modElasBetao = 17 * 10^6;
g = 9.81;
```

Rigidez dos elementos direcção x

```

kP11h1 = (12 * modElasBetao * (P11x^3 * P11y / 12)) / h1^3
kP21h1 = (12 * modElasBetao * (P21x^3 * P21y / 12)) / h1^3
kP31h1 = (12 * modElasBetao * (P31x^3 * P31y / 12)) / h1^3
kP41h1 = (12 * modElasBetao * (P41x^3 * P41y / 12)) / h1^3
kP1ah2a6 = (12 * modElasBetao * (P1ax^3 * P1ay / 12)) / h2a12^3
kP1bh7a12 = (12 * modElasBetao * (P1bx^3 * P1by / 12)) / h2a12^3
kP2ah2a6 = (12 * modElasBetao * (P2ax^3 * P2ay / 12)) / h2a12^3
kP2bh7a12 = (12 * modElasBetao * (P2bx^3 * P2by / 12)) / h2a12^3
kP3ah2a6 = (12 * modElasBetao * (P3ax^3 * P3ay / 12)) / h2a12^3
kP3bh7a12 = (12 * modElasBetao * (P3bx^3 * P3by / 12)) / h2a12^3
kP4ah2a6 = (12 * modElasBetao * (P4ax^3 * P4ay / 12)) / h2a12^3
kP4bh7a12 = (12 * modElasBetao * (P4bx^3 * P4by / 12)) / h2a12^3
3.41 × 104
4.20 × 105
3.72 × 104
1.22 × 105
59400.
52800.
2.18 × 105
159000.
66000.
59400.
1.25 × 105
95200.

```


Matriz Massa (ton)

```

m1 = 954.54;
m2 = 920.03;
m3 = 920.03;
m4 = 920.03;
m5 = 920.03;
m6 = 915.00;
m7 = 911.65;
m8 = 911.65;
m9 = 911.65;
m10 = 911.65;
m11 = 911.65;
m12 = 861.92;
    
```

$$\text{matM} = \begin{pmatrix}
 m1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & m2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & m3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & m4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & m5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m7 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m8 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m9 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m10 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m11 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m12 & 0
 \end{pmatrix};$$

MatrixForm[matM]

[forma de matriz

$$\begin{pmatrix}
 955. & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 920. & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 920. & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 920. & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 920. & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 915. & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 912. & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 912. & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 912. & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 912. & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 912. & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 862. & 0
 \end{pmatrix}$$

Transformação de $Kx_i = w^2 m x_i$ na forma standard

Determinação das frequências - Resolução utilizando um Programa Computacional : Efectuar a Transformação de $k_i = w^2 m_i$ na forma padrão, ver página 440 do Livro Anil Chopra - Dynamics of Structures

```

matrizMassaRaiz = Table[Table[If[i == j, N[1/Sqrt[matM[[i, j]]]], 0], {i, 1, n}], {j, 1, n}];
    
```

```

matrizA = matrizMassaRaiz.matK.matrizMassaRaiz;
    
```

TableForm[matrizA];

[forma de tabela

MatrixForm[matrizA]

[forma de matriz

$$\begin{pmatrix}
 7.60 \times 10^3 & -3190. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. \\
 -3190. & 6490. & -3.24 \times 10^3 & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. \\
 0. & -3.24 \times 10^3 & 6490. & -3.24 \times 10^3 & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. \\
 0. & 0. & -3.24 \times 10^3 & 6490. & -3.24 \times 10^3 & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. \\
 0. & 0. & 0. & -3.24 \times 10^3 & 6490. & -3.25 \times 10^3 & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. \\
 0. & 0. & 0. & 0. & -3.25 \times 10^3 & 5790. & -2.53 \times 10^3 & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. \\
 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & -2.53 \times 10^3 & 5.07 \times 10^3 & -2540. & 0. & 0. & 0. & 0. \\
 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & -2540. & 5.07 \times 10^3 & -2540. & 0. & 0. & 0. \\
 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & -2540. & 5.07 \times 10^3 & -2540. & 0. & 0. \\
 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & -2540. & 5.07 \times 10^3 & -2540. & 0. \\
 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & -2540. & 5.07 \times 10^3 & -2610. \\
 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & -2610. & 2.68 \times 10^3
 \end{pmatrix}$$


```

Do[
  [repete
    maxvm = 0;
    Do[
      [repete
        If[Abs[sm[[i, j]]] > maxvm, maxvm = Abs[sm[[i, j]]],
        [valor absoluto [valor absoluto
          {i, 1, n}];
        Do[smn[[k, j]] = sm[[k, j]] / maxvm, {k, 1, n}],
        [repete
          {j, 1, n}];
      ]
    ]
  ]
  MatrixForm[smn]
  [forma de matriz
  (
  0.0755 0.174 0.242 0.334 0.448 0.584 0.716 0.739 0.722 0.84 0.897 1.
  0.223 0.491 0.625 0.754 0.834 0.828 0.594 0.21 -0.141 -0.487 -0.76 -0.981
  -0.353 -0.695 -0.714 -0.572 -0.226 0.272 0.857 0.95 0.613 0.106 -0.518 -0.993
  0.518 0.861 0.582 0.0146 -0.622 -0.937 -0.479 0.389 0.791 0.614 -0.161 -0.891
  -0.582 -0.748 -0.141 0.541 0.713 0.108 -0.955 -0.682 0.376 0.937 0.216 -0.894
  0.75 0.639 -0.341 -0.761 -0.0478 0.881 0.427 -0.799 -0.422 0.732 0.55 -0.758
  0.749 0.335 -0.602 -0.37 0.622 0.516 -1. -0.107 0.857 -0.289 -0.835 0.708
  0.776 -0.00721 -0.654 0.243 0.63 -0.536 -0.53 1. -0.47 -0.457 1. -0.592
  -0.875 0.297 0.559 -0.663 -0.126 0.888 -0.884 0.315 0.317 -0.804 0.831 -0.404
  0.468 -0.29 -0.147 0.409 -0.266 -0.203 0.718 -0.987 1. -1. 0.726 -0.306
  -1. 1. -0.354 -0.417 1. -1. 0.611 -0.326 0.169 -0.103 0.054 -0.0193
  -0.653 0.959 -1. 1. -0.867 0.557 -0.233 0.0853 -0.0305 0.0132 -0.00519 0.00156
  )
  ]
  ]

```

Fator de participação modal, etc.

```

unitario = Table[{1}, {i, n}];
  [tabela

massaGeneralizada = Table[Flatten[{smn[[i]]}.matM.Transpose[{smn[[i]]}], {i, 1, n}];
  [tab... [achatar [transposição

numeradorFatParticao = Table[Flatten[{smn[[i]]}.matM.unitario], {i, 1, n}];
  [tab... [achatar

partModal = Table[numeradorFatParticao[[i]] / massaGeneralizada[[i]], {i, 1, n}];
  [tabela

meff = Table[(numeradorFatParticao[[i]])2 / massaGeneralizada[[i]], {i, 1, n}];
  [tabela

{{1.41}, {0.476}, {-0.261}, {0.158}, {-0.219}, {0.19}, {0.12}, {0.0971}, {-0.114}, {0.0334}, {-0.0867}, {-0.0441}}
{{8.63×103}, {990.}, {298.}, {109.}, {217.}, {160.}, {63.7}, {41.7}, {58.7}, {4.8}, {33.6}, {8.03}}

```

```

sum = 0;
Do[
|repete
    sum = sum + matM[[i, i]]
    , {i, 1, n}];
sum
sum = 0;
Do[
|repete
    sum = sum + meff[[i]][[1]]
    , {i, 1, n}];
sum
percentagem = Table[ $\frac{100}{sum} * meff[[i]]$ , {i, 1, n}]
|tabela

sum = 0;
Do[
|repete
    sum = sum + percentagem[[i]][[1]]
    , {i, 1, n}];
sum
11000.
1.06 × 104
{{81.3}, {9.33}, {2.81}, {1.03}, {2.04}, {1.51}, {0.6}, {0.393}, {0.553}, {0.0452}, {0.316}, {0.0756}}
100.

```

Definição da Acção Sísmica

Coeficiente de solo

```

q = 3.9;
gama1 = 1.0;
gama2 = 1.0;
agR1 = 2.5;
agR2 = 1.7;
ag1 = agR1 * gama1;
ag2 = agR2 * gama2;
Smax1 = 1.35;
Smax2 = 1.35;
s1 = If[ag1 <= 1.0, Smax1, If[ag1 ≥ 4, 1.0, Smax1 -  $\frac{Smax1 - 1}{3}$  (ag1 - 1)]]
      |se
s2 = If[ag2 <= 1.0, Smax2, If[ag2 ≥ 4, 1.0, Smax2 -  $\frac{Smax2 - 1}{3}$  (ag2 - 1)]]
      |se

1.18
1.27

```

Parâmetros que definem o espectro de cálculo Acção sísmica Tipo I e Acção sísmica Tipo II

```

TB1 = 0.10;
TC1 = 0.60;
TD1 = 2.00;
TB2 = 0.10;
TC2 = 0.25;
TD2 = 2.00;
Print["TB1 = ", TB1, "   TC1 = ", TC1, "   TD1 = ", TD1]
|escreve
Print["TB2 = ", TB2, "   TC2 = ", TC2, "   TD2 = ", TD2]
|escreve

TB1 = 0.1   TC1 = 0.6   TD1 = 2.
TB2 = 0.1   TC2 = 0.25  TD2 = 2.

```

Períodos de vibração

```
periodos
{{0.877}, {0.31}, {0.185}, {0.135}, {0.108}, {0.0906}, {0.0802}, {0.0719}, {0.0673}, {0.064}, {0.0602}, {0.0564}, { $\frac{2\pi}{List}$ }}
```

Espectro de cálculo ASTI

```
sdT1 = Table[{
  |tabela
  If[0 <= periodos[[i]][[1]] ≤ TB1,
  |se
  ag1 * s1 * (2/3 + 1/TB1 * periodos[[i]][[1]] * (2.5/q - 2/3)),
  If[TB1 < periodos[[i]][[1]] ≤ TC1,
  |se
  ag1 * s1 * 2.5/q,
  If[TC1 < periodos[[i]][[1]] ≤ TD1,
  |se
  If[ag1 * s1 * 2.5/q * (TC1 / periodos[[i]][[1]]) < 0.2 * ag1, 0.2 * ag1, ag1 * s1 * 2.5/q * (TC1 / periodos[[i]][[1]])],
  If[ag1 * s1 * 2.5/q * ((TC1 + TD1) / periodos[[i]][[1]]^2) < 0.2 * ag1, 0.2 * ag1, ag1 * s1 * 2.5/q * ((TC1 + TD1) / periodos[[i]][[1]]^2)]
  ]
  ]
  ], {i, 1, n}]

{{1.29}, {1.88}, {1.88}, {1.88}, {1.88}, {1.89}, {1.9}, {1.9}, {1.91}, {1.91}, {1.91}, {1.92}}
```

Espectro de cálculo ASTII

```
sdT2 = Table[{
  |tabela
  If[0 <= periodos[[i]][[1]] ≤ TB2,
  |se
  ag2 * s2 * (2/3 + 1/TB2 * periodos[[i]][[1]] * (2.5/q - 2/3)),
  If[TB2 < periodos[[i]][[1]] ≤ TC2,
  |se
  ag2 * s2 * 2.5/q,
  If[TC2 < periodos[[i]][[1]] ≤ TD2,
  |se
  If[ag2 * s2 * 2.5/q * (TC2 / periodos[[i]][[1]]) < 0.2 * ag2, 0.2 * ag2, ag2 * s2 * 2.5/q * (TC2 / periodos[[i]][[1]])],
  If[ag2 * s2 * 2.5/q * ((TC2 + TD2) / periodos[[i]][[1]]^2) < 0.2 * ag2, 0.2 * ag2, ag2 * s2 * 2.5/q * ((TC2 + TD2) / periodos[[i]][[1]]^2)]
  ]
  ]
  ], {i, 1, n}]

{{0.394}, {1.12}, {1.38}, {1.38}, {1.38}, {1.39}, {1.39}, {1.4}, {1.4}, {1.4}, {1.4}, {1.41}}
```

Amplitudes modais

```

amplitude = Table[ $\frac{1}{\text{freq}[[i]]^2} * \text{partModal}[[i]][[1]] * \text{sdT1}[[i]][[1]]$ , {i, 1, n}]

```

{ {0.0353}, {0.00218}, {-0.000426}, {0.000138}, {-0.000122}, {0.0000747},
{0.0000371}, {0.0000242}, {-0.000025}, {6.62 × 10⁻⁶}, {-0.0000152}, {-6.8 × 10⁻⁶}}

Deslocamentos

```

deslocamento = Table[Flatten[amplitude[[i]][[1]] * Transpose[{smn[[i]]}], {i, 1, n}];

```

MatrixForm[deslocamento]

0.00266	0.00614	0.00854	0.0118	0.0158	0.0206	0.0252	0.0261	0.0255	0.0296	0.0317	0.03
0.000487	0.00107	0.00136	0.00164	0.00182	0.0018	0.00129	0.000457	-0.000306	-0.00106	-0.00166	-0.00
0.00015	0.000296	0.000304	0.000243	0.000096	-0.000116	-0.000365	-0.000404	-0.000261	-0.000045	0.00022	0.000
0.0000714	0.000119	0.0000803	2.01 × 10 ⁻⁶	-0.0000858	-0.000129	-0.0000661	0.0000536	0.000109	0.0000847	-0.0000222	-0.000
0.0000707	0.000091	0.0000171	-0.0000657	-0.0000867	-0.0000131	0.000116	0.0000829	-0.0000458	-0.000114	-0.0000263	0.000
0.000056	0.0000478	-0.0000255	-0.0000568	-3.57 × 10 ⁻⁶	0.0000659	0.0000319	-0.0000597	-0.0000316	0.0000547	0.0000411	-0.000
0.0000278	0.0000124	-0.0000223	-0.0000137	0.000023	0.0000191	-0.0000371	-3.97 × 10 ⁻⁶	0.0000318	-0.0000107	-0.0000309	0.000
0.0000188	-1.75 × 10 ⁻⁷	-0.0000158	5.89 × 10 ⁻⁶	0.0000153	-0.000013	-0.0000128	0.0000242	-0.0000114	-0.0000111	0.0000242	-0.000
0.0000219	-7.44 × 10 ⁻⁶	-0.000014	0.0000166	3.16 × 10 ⁻⁶	-0.0000222	0.0000221	-7.89 × 10 ⁻⁶	-7.93 × 10 ⁻⁶	0.0000201	-0.0000208	0.000
3.1 × 10 ⁻⁶	-1.92 × 10 ⁻⁶	-9.72 × 10 ⁻⁷	2.71 × 10 ⁻⁶	-1.76 × 10 ⁻⁶	-1.35 × 10 ⁻⁶	4.75 × 10 ⁻⁶	-6.53 × 10 ⁻⁶	6.62 × 10 ⁻⁶	-6.62 × 10 ⁻⁶	4.81 × 10 ⁻⁶	-2.03 ×
0.0000152	-0.0000152	5.39 × 10 ⁻⁶	6.36 × 10 ⁻⁶	-0.0000152	0.0000152	-9.31 × 10 ⁻⁶	4.97 × 10 ⁻⁶	-2.57 × 10 ⁻⁶	1.58 × 10 ⁻⁶	-8.23 × 10 ⁻⁷	2.94 ×
4.44 × 10 ⁻⁶	-6.53 × 10 ⁻⁶	6.8 × 10 ⁻⁶	-6.8 × 10 ⁻⁶	5.9 × 10 ⁻⁶	-3.79 × 10 ⁻⁶	1.58 × 10 ⁻⁶	-5.8 × 10 ⁻⁷	2.08 × 10 ⁻⁷	-9.01 × 10 ⁻⁸	3.53 × 10 ⁻⁸	-1.06 ×

Forças

```

forcas = Table[Flatten[{(2 * pi) / periodos[[i]][[1]]}^2 * {deslocamento[[i]]}.matM}], {i, 1, n}];

```

MatrixForm[forcas]

131.	290.	404.	557.	747.	969.	1.18 × 10 ³	1.22 × 10 ³	1.19 × 10 ³	1390.	1.48 × 10 ³	1.56 × 10 ³
191.	405.	516.	622.	687.	679.	486.	172.	-115.	-398.	-621.	-758.
166.	314.	323.	258.	102.	-122.	-384.	-425.	-274.	-47.4	232.	420.
147.	236.	159.	3.99	-170.	-255.	-130.	105.	214.	166.	-43.5	-228.
229.	284.	53.5	-205.	-271.	-40.7	359.	256.	-141.	-352.	-81.2	318.
257.	211.	-113.	-252.	-15.8	290.	140.	-262.	-138.	240.	180.	-235.
163.	70.1	-126.	-77.5	130.	107.	-207.	-22.2	178.	-60.	-173.	139.
137.	-1.23	-111.	41.3	107.	-90.8	-89.3	169.	-79.3	-77.	169.	-94.4
182.	-59.6	-112.	133.	25.4	-177.	176.	-62.7	-63.	160.	-165.	75.9
28.5	-17.	-8.62	24.	-15.6	-11.9	41.8	-57.4	58.1	-58.1	42.2	-16.8
158.	-153.	54.	63.6	-153.	152.	-92.4	49.3	-25.5	15.6	-8.17	2.76
52.7	-74.6	77.7	-77.7	67.4	-43.1	17.9	-6.57	2.35	-1.02	0.4	-0.114

Rayleigh

```

TableForm[matK]

```

7.26 × 10 ⁶	-2.99 × 10 ⁶	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-2.99 × 10 ⁶	5.97 × 10 ⁶	-2.99 × 10 ⁶	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	-2.99 × 10 ⁶	5.97 × 10 ⁶	-2.99 × 10 ⁶	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	-2.99 × 10 ⁶	5.97 × 10 ⁶	-2.99 × 10 ⁶	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	-2.99 × 10 ⁶	5.97 × 10 ⁶	-2.99 × 10 ⁶	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	-2.99 × 10 ⁶	5.3 × 10 ⁶	-2.31 × 10 ⁶	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	-2.99 × 10 ⁶	4.62 × 10 ⁶	-2.31 × 10 ⁶	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	-2.31 × 10 ⁶	4.62 × 10 ⁶	-2.31 × 10 ⁶	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	-2.31 × 10 ⁶	4.62 × 10 ⁶	-2.31 × 10 ⁶	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	-2.31 × 10 ⁶	4.62 × 10 ⁶	-2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-2.31 × 10 ⁶	4.
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-2

```

d = {{d1}, {d2}, {d3}, {d4}, {d5}, {d6}, {d7}, {d8}, {d9}, {d10}, {d11}, {d12}};
TableForm[d]
|forma de tabela
d1
d2
d3
d4
d5
d6
d7
d8
d9
d10
d11
d12

f = {{m1 * g}, {m2 * g}, {m3 * g}, {m4 * g}, {m5 * g}, {m6 * g}, {m7 * g}, {m8 * g}, {m9 * g}, {m10 * g}, {m11 * g}, {m12 * g}};
TableForm[f]
|forma de tabela
soleq = Flatten[Solve[matK.d - f == 0, {d1, d2, d3, d4, d5, d6, d7, d8, d9, d10, d11, d12}]]
|achatar |resolve
9.36 x 10^3
9030.
9030.
9030.
9030.
9030.
8980.
8.94 x 10^3
8.94 x 10^3
8.94 x 10^3
8.94 x 10^3
8460.
{d1 -> 0.0252, d2 -> 0.0581, d3 -> 0.088, d4 -> 0.115, d5 -> 0.139, d6 -> 0.16, d7 -> 0.182, d8 -> 0.202, d9 -> 0.217, d10 -> 0.228, d11 -> 0.236, d12 -> 0.239}

numerador =
(f[[1]][[1]] * d1 + f[[2]][[1]] * d2 + f[[3]][[1]] * d3 + f[[4]][[1]] * d4 + f[[5]][[1]] * d5 + f[[6]][[1]] * d6 + f[[7]][[1]] * d7 +
 f[[8]][[1]] * d8 + f[[9]][[1]] * d9 + f[[10]][[1]] * d10 + f[[11]][[1]] * d11 + f[[12]][[1]] * d12) /. soleq

denominador =
(f[[1]][[1]] * d1^2 + f[[2]][[1]] * d2^2 + f[[3]][[1]] * d3^2 + f[[4]][[1]] * d4^2 + f[[5]][[1]] * d5^2 + f[[6]][[1]] * d6^2 + f[[7]][[1]] * d7^2 +
 f[[8]][[1]] * d8^2 + f[[9]][[1]] * d9^2 + f[[10]][[1]] * d10^2 + f[[11]][[1]] * d11^2 + f[[12]][[1]] * d12^2) /. soleq

freq = 1 / (2 * pi * sqrt(g * numerador / denominador))
1.68 x 10^4
3160.
1.15
per = freq^-1
0.869

```

A seguir apresenta-se o código realizado para estudar a ação sísmica na direção y:

Dados

```
n = 12; (*NGDL*)
h1 = 4.5;
h2a12 = 3.5;
P11x = 0.55;
P11y = 1.10;
P21x = 1.60;
P21y = 0.55;
P31x = 0.55;
P31y = 1.20;
P41x = 0.90;
P41y = 0.90;
P1ax = 0.55;
P1ay = 0.90;
P1bx = 0.55;
P1by = 0.80;
P2ax = 1.00;
P2ay = 0.55;
P2bx = 0.90;
P2by = 0.55;
P3ax = 0.55;
P3ay = 1.00;
P3bx = 0.55;
P3by = 0.90;
P4ax = 0.75;
P4ay = 0.75;
P4bx = 0.70;
P4by = 0.70;
modElasBetao = 17 * 10^6;
g = 9.81;
```

Rigidez dos elementos direcção y

```
kP11h1 = (12 * modElasBetao * (P11y^3 * P11x / 12)) / h1^3
kP21h1 = (12 * modElasBetao * (P21y^3 * P21x / 12)) / h1^3
kP31h1 = (12 * modElasBetao * (P31y^3 * P31x / 12)) / h1^3
kP41h1 = (12 * modElasBetao * (P41y^3 * P41x / 12)) / h1^3
kP1ah2a6 = (12 * modElasBetao * (Play^3 * P1ax / 12)) / h2a12^3
kP1bh7a12 = (12 * modElasBetao * (P1by^3 * P1bx / 12)) / h2a12^3
kP2ah2a6 = (12 * modElasBetao * (P2ay^3 * P2ax / 12)) / h2a12^3
kP2bh7a12 = (12 * modElasBetao * (P2by^3 * P2bx / 12)) / h2a12^3
kP3ah2a6 = (12 * modElasBetao * (P3ay^3 * P3ax / 12)) / h2a12^3
kP3bh7a12 = (12 * modElasBetao * (P3by^3 * P3bx / 12)) / h2a12^3
kP4ah2a6 = (12 * modElasBetao * (P4ay^3 * P4ax / 12)) / h2a12^3
kP4bh7a12 = (12 * modElasBetao * (P4by^3 * P4bx / 12)) / h2a12^3
137000.
49700.
1.77 × 105
1.22 × 105
159000.
112000.
66000.
59400.
2.18 × 105
159000.
1.25 × 105
95200.
```


Matriz Massa (ton)

```

m1 = 954.54;
m2 = 920.03;
m3 = 920.03;
m4 = 920.03;
m5 = 920.03;
m6 = 915.00;
m7 = 911.65;
m8 = 911.65;
m9 = 911.65;
m10 = 911.65;
m11 = 911.65;
m12 = 861.92;
    
```

$$\text{matM} = \begin{pmatrix}
 m1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & m2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & m3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & m4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & m5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m7 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m8 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m9 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m10 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m11 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m12 & 0
 \end{pmatrix};$$

MatrixForm[matM]

[forma de matriz

$$\begin{pmatrix}
 955. & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 920. & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 920. & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 920. & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 920. & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 915. & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 912. & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 912. & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 912. & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 912. & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 912. & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 862. & 0
 \end{pmatrix}$$

Transformação de $Kx_i = w^2 m x_i$ na forma standard

Determinação das frequências - Resolução utilizando um Programa Computacional : Efectuar a Transformação de $k_i = w^2 m_i$ na forma padrão, ver página 440 do Livro Anil Chopra - Dynamics of Structures

```

matrizMassaRaiz = Table[Table[If[i == j, N[1/Sqrt[matM[[i, j]]]], 0], {i, 1, n}], {j, 1, n}];
    
```

```

matrizA = matrizMassaRaiz.matK.matrizMassaRaiz;
    
```

```

TableForm[matrizA];
    
```

[forma de tabela

MatrixForm[matrizA]

[forma de matriz

$$\begin{pmatrix}
 6.14 \times 10^3 & -3390. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. \\
 -3390. & 6900. & -3450. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. \\
 0. & -3450. & 6900. & -3450. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. \\
 0. & 0. & -3450. & 6900. & -3450. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. \\
 0. & 0. & 0. & -3450. & 6900. & -3460. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. \\
 0. & 0. & 0. & 0. & -3460. & 6.07 \times 10^3 & -2.61 \times 10^3 & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. \\
 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & -2.61 \times 10^3 & 5.23 \times 10^3 & -2620. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. \\
 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & -2620. & 5.23 \times 10^3 & -2620. & 0. & 0. & 0. & 0. \\
 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & -2620. & 5.23 \times 10^3 & -2620. & 0. & 0. & 0. \\
 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & -2620. & 5.23 \times 10^3 & -2620. & 0. & 0. \\
 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & -2620. & 5.23 \times 10^3 & -2.69 \times 10^3 & 0. \\
 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & 0. & -2.69 \times 10^3 & 2770. & 0.
 \end{pmatrix}$$


```

Do[
  |repete
  maxvm = 0;
  Do[
    |repete
    If[Abs[sm[[i, j]]] > maxvm, maxvm = Abs[sm[[i, j]]],],
    |... |valor absoluto |valor absoluto
    {i, 1, n};
  Do[smn[[k, j]] = sm[[k, j]] / maxvm, {k, 1, n}],
  |repete
  {j, 1, n};
MatrixForm[smn]
|forma de matriz
(
  0.134  0.192  0.265  0.331  0.47  0.565  0.671  0.753  0.701  0.798  0.911  1.
  0.384  0.519  0.649  0.704  0.818  0.741  0.497  0.162  -0.17  -0.485  -0.783  -0.986
  -0.591  -0.695  -0.671  -0.442  -0.104  0.358  0.839  0.951  0.555  0.0624  -0.547  -0.997
  -0.807  -0.766  -0.416  0.15  0.719  0.853  0.316  -0.494  -0.775  -0.542  0.201  0.899
  0.84  0.548  -0.0895  -0.599  -0.618  0.0706  0.945  0.605  -0.439  -0.891  -0.182  0.913
  1.  0.324  -0.556  -0.635  0.172  0.882  0.212  -0.864  -0.313  0.731  0.513  -0.766
  0.862  -0.00453  -0.646  -0.129  0.703  0.312  -1.  0.0374  0.844  -0.357  -0.854  0.75
  -0.87  0.324  0.576  -0.436  -0.533  0.663  0.321  -0.984  0.528  0.361  -1.  0.601
  0.818  -0.52  -0.332  0.664  -0.0619  -0.772  0.924  -0.489  -0.214  0.764  -0.907  0.445
  0.395  -0.35  -0.00373  0.328  -0.331  -0.0995  0.616  -1.  1.  -1.  0.785  -0.328
  -0.84  1.  -0.567  -0.242  1.  -1.  0.602  -0.354  0.176  -0.106  0.0597  -0.0211
  -0.487  0.795  -1.  1.  -0.965  0.577  -0.225  0.086  -0.028  0.0114  -0.00458  0.00132
)

```

Fator de participação modal, etc.

```

unitario = Table[{1}, {i, n}];
|tabela
massaGeneralizada = Table[Flatten[{smn[[i]]}.matM.Transpose[{smn[[i]]}], {i, 1, n}];
|tab... |achatar |transposição
numeradorFatParticao = Table[Flatten[{smn[[i]]}.matM.unitario], {i, 1, n}];
|tab... |achatar
partModal = Table[numeradorFatParticao[[i]] / massaGeneralizada[[i]], {i, 1, n}];
|tabela
meff = Table[(numeradorFatParticao[[i]])2 / massaGeneralizada[[i]], {i, 1, n}];
|tabela
{{1.44}, {0.462}, {-0.265}, {-0.157}, {0.223}, {0.159}, {0.105}, {-0.105}, {0.0679}, {0.0097}, {-0.0694}, {-0.0618}}
{{8.85×103}, {906.}, {307.}, {107.}, {221.}, {114.}, {49.7}, {49.6}, {20.4}, {0.396}, {20.5}, {14.7}}

```

```

sum = 0;
Do[
  [repete
    sum = sum + matM[[i, i]]
    , {i, 1, n}];
sum
sum = 0;
Do[
  [repete
    sum = sum + meff[[i]][[1]]
    , {i, 1, n}];
sum
percentagem = Table[ $\frac{100}{sum} * meff[[i]]$ , {i, 1, n}]
  [tabela

sum = 0;
Do[
  [repete
    sum = sum + percentagem[[i]][[1]]
    , {i, 1, n}];
sum
11000.
10700.
{{83.}, {8.5}, {2.88}, {1.01}, {2.07}, {1.07}, {0.466}, {0.465}, {0.192}, {0.00371}, {0.193}, {0.138}}
100.

```

Definição da Acção Sísmica

Coeficiente de solo

```

q = 3.9;
gama1 = 1.0;
gama2 = 1.0;
agR1 = 2.5;
agR2 = 1.7;
ag1 = agR1 * gama1;
ag2 = agR2 * gama2;
Smax1 = 1.35;
Smax2 = 1.35;

s1 = If[ag1 <= 1.0, Smax1, If[ag1 >= 4, 1.0, Smax1 -  $\frac{Smax1 - 1}{3} (ag1 - 1)$ ]]
      [se
      [se

s2 = If[ag2 <= 1.0, Smax2, If[ag2 >= 4, 1.0, Smax2 -  $\frac{Smax2 - 1}{3} (ag2 - 1)$ ]]
      [se
      [se

1.18
1.27

```

Parâmetros que definem o espectro de cálculo Acção sísmica Tipo I e Acção sísmica Tipo II

```

TB1 = 0.10;
TC1 = 0.60;
TD1 = 2.00;
TB2 = 0.10;
TC2 = 0.25;
TD2 = 2.00;
Print["TB1 = ", TB1, "   TC1 = ", TC1, "   TD1 = ", TD1]
[escreve
Print["TB2 = ", TB2, "   TC2 = ", TC2, "   TD2 = ", TD2]
[escreve

TB1 = 0.1   TC1 = 0.6   TD1 = 2.
TB2 = 0.1   TC2 = 0.25  TD2 = 2.

```

Períodos de vibração

```
periodos
{{0.884}, {0.315}, {0.187}, {0.137}, {0.108}, {0.091}, {0.08}, {0.0715}, {0.0668}, {0.0631}, {0.0594}, {0.0549}, { $\frac{2\pi}{List}$ }}
```

Espectro de cálculo ASTI

```
sdT1 = Table[{
  |tabela
  If[0 <= periodos[[i]][[1]] <= TB1,
  |se
    ag1 * s1 *  $\left(\frac{2}{3} + \frac{1}{TB1} \text{periodos}[[i]][[1]] * \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right)$ ,
    If[TB1 < periodos[[i]][[1]] <= TC1,
    |se
      ag1 * s1 *  $\frac{2.5}{q}$ ,
      If[TC1 < periodos[[i]][[1]] <= TD1,
      |se
        If[ag1 * s1 *  $\frac{2.5}{q} * (TC1 / \text{periodos}[[i]][[1]]) < 0.2 * ag1$ , 0.2 * ag1, ag1 * s1 *  $\frac{2.5}{q} * (TC1 / \text{periodos}[[i]][[1]])$ ],
        |se
          If[ag1 * s1 *  $\frac{2.5}{q} * ((TC1 * TD1) / \text{periodos}[[i]][[1]]^2) < 0.2 * ag1$ , 0.2 * ag1, ag1 * s1 *  $\frac{2.5}{q} * ((TC1 * TD1) / \text{periodos}[[i]][[1]]^2)$ ]
        ]
      ]
    ]
  ], {i, 1, n}]

{{1.28}, {1.88}, {1.88}, {1.88}, {1.88}, {1.89}, {1.9}, {1.9}, {1.91}, {1.91}, {1.91}, {1.92}}
```

Espectro de cálculo ASTII

```
sdT2 = Table[{
  |tabela
  If[0 <= periodos[[i]][[1]] <= TB2,
  |se
    ag2 * s2 *  $\left(\frac{2}{3} + \frac{1}{TB2} \text{periodos}[[i]][[1]] * \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right)$ ,
    If[TB2 < periodos[[i]][[1]] <= TC2,
    |se
      ag2 * s2 *  $\frac{2.5}{q}$ ,
      If[TC2 < periodos[[i]][[1]] <= TD2,
      |se
        If[ag2 * s2 *  $\frac{2.5}{q} * (TC2 / \text{periodos}[[i]][[1]]) < 0.2 * ag2$ , 0.2 * ag2, ag2 * s2 *  $\frac{2.5}{q} * (TC2 / \text{periodos}[[i]][[1]])$ ],
        |se
          If[ag2 * s2 *  $\frac{2.5}{q} * ((TC2 * TD2) / \text{periodos}[[i]][[1]]^2) < 0.2 * ag2$ , 0.2 * ag2, ag2 * s2 *  $\frac{2.5}{q} * ((TC2 * TD2) / \text{periodos}[[i]][[1]]^2)$ ]
        ]
      ]
    ]
  ], {i, 1, n}]

{{0.391}, {1.1}, {1.38}, {1.38}, {1.38}, {1.39}, {1.39}, {1.4}, {1.4}, {1.4}, {1.4}, {1.41}}
```

Amplitudes modais

```

amplitude = Table[ $\frac{1}{\text{freq}[[i]]^2}$  * partModal[[i]][[1]] * sdT1[[i]][[1]], {i, 1, n}]
|tabela
{{0.0364}, {0.00219}, {-0.00044}, {-0.000141}, {0.000125}, {0.0000633},
{0.0000324}, {-0.0000258}, {0.0000146}, {1.87 × 10-6}, {-0.0000118}, {-9.05 × 10-6}}

```

Deslocamentos

```

deslocamento = Table[Flatten[amplitude[[i]][[1]] * Transpose[{smn[[i]]}], {i, 1, n}];
|tab...|achatar |transposição
MatrixForm[deslocamento]
|forma de matriz
{
0.00487 0.00698 0.00962 0.012 0.0171 0.0206 0.0244 0.0274 0.0255 0.029 0.0331 0.0
0.00084 0.00113 0.00142 0.00154 0.00179 0.00162 0.00109 0.000353 -0.000371 -0.00106 -0.00171 -0.0
0.00026 0.000306 0.000296 0.000195 0.0000459 -0.000158 -0.000369 -0.000419 -0.000245 -0.0000275 0.000241 0.00
0.000114 0.000108 0.0000586 -0.0000211 -0.000101 -0.00012 -0.0000444 0.0000694 0.000109 0.0000762 -0.0000282 -0.00
0.000105 0.0000685 -0.0000112 -0.0000748 -0.0000773 8.83 × 10-6 0.000118 0.0000756 -0.0000549 -0.000111 -0.0000228 0.00
0.0000633 0.0000205 -0.0000352 -0.0000402 0.0000109 0.0000558 0.0000134 -0.0000546 -0.0000198 0.0000462 0.0000324 -0.00
0.0000279 -1.47 × 10-7 -0.0000209 -4.19 × 10-6 0.0000228 0.0000101 -0.0000324 1.21 × 10-6 0.0000274 -0.0000116 -0.0000277 0.000
0.0000224 -8.36 × 10-6 -0.0000149 0.0000112 0.0000137 -0.0000171 -8.27 × 10-6 0.0000253 -0.0000136 -9.31 × 10-6 0.0000258 -0.00
0.000012 -7.61 × 10-6 -4.86 × 10-6 9.73 × 10-6 -9.07 × 10-7 -0.0000113 0.0000135 -7.16 × 10-6 -3.13 × 10-6 0.0000112 -0.0000133 6.52 ×
7.4 × 10-7 -6.55 × 10-7 -6.97 × 10-9 6.14 × 10-7 -6.2 × 10-7 -1.86 × 10-7 1.15 × 10-6 -1.87 × 10-6 1.87 × 10-6 -1.87 × 10-6 1.47 × 10-6 -6.13
9.96 × 10-6 -0.0000118 6.72 × 10-6 2.87 × 10-6 -0.0000118 0.0000118 -7.13 × 10-6 4.19 × 10-6 -2.08 × 10-6 1.26 × 10-6 -7.08 × 10-7 2.5 ×
4.41 × 10-6 -7.19 × 10-6 9.05 × 10-6 -9.05 × 10-6 8.74 × 10-6 -5.22 × 10-6 2.04 × 10-6 -7.78 × 10-7 2.54 × 10-7 -1.03 × 10-7 4.15 × 10-8 -1.2 ×

```

Forças

```

forças = Table[Flatten[ ((2 * π) / periodos[[i]][[1]])2 * {deslocamento[[i]].matM}, {i, 1, n}];
|tab...|achatar
MatrixForm[forças]
|forma de matriz
{
235. 324. 447. 559. 794. 949. 1.12 × 103 1.26 × 103 1.17 × 103 1340. 1.52 × 103 1.58 × 103
319. 416. 520. 564. 655. 591. 394. 128. -135. -385. -622. -740.
281. 319. 308. 203. 47.8 -163. -381. -432. -252. -28.4 248. 428.
228. 208. 113. -40.8 -196. -231. -85.1 133. 209. 146. -54.1 -229.
337. 212. -34.6 -231. -239. 27.2 362. 232. -168. -341. -69.8 331.
288. 89.8 -154. -176. 47.6 243. 58.1 -237. -86.1 201. 141. -199.
164. -0.833 -119. -23.8 129. 57.1 -182. 6.81 154. -65. -156. 129.
165. -59.5 -106. 79.9 97.6 -121. -58.2 179. -95.8 -65.6 182. -103.
101. -61.9 -39.5 79.2 -7.38 -91.5 109. -57.7 -25.3 90.3 -107. 49.7
7. -5.97 -0.0636 5.6 -5.65 -1.69 10.4 -16.9 16.9 -16.9 13.3 -5.24
106. -122. 69.3 29.6 -122. 122. -72.8 42.8 -21.3 12.9 -7.23 2.41
55.1 -86.6 109. -109. 105. -62.5 24.3 -9.28 3.02 -1.23 0.495 -0.135

```

Rayleigh

```

TableForm[matK]
|forma de tabela
5.86 × 106 -3.17 × 106 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
-3.17 × 106 6.35 × 106 -3.17 × 106 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
0 -3.17 × 106 6.35 × 106 -3.17 × 106 0 0 0 0 0 0 0 0 0
0 0 -3.17 × 106 6.35 × 106 -3.17 × 106 0 0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 -3.17 × 106 6.35 × 106 -3.17 × 106 0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 -3.17 × 106 5.56 × 106 -2.38 × 106 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 -2.38 × 106 4.77 × 106 -2.38 × 106 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 -2.38 × 106 4.77 × 106 -2.38 × 106 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 0 0 -2.38 × 106 4.77 × 106 -2.38 × 106 0
0 0 0 0 0 0 0 0 0 -2.38 × 106 4.77 × 106 -2
0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 -2.38 × 106 4.
0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 -2

```

```

d = {{d1}, {d2}, {d3}, {d4}, {d5}, {d6}, {d7}, {d8}, {d9}, {d10}, {d11}, {d12}};
TableForm[d]
|forma de tabela
d1
d2
d3
d4
d5
d6
d7
d8
d9
d10
d11
d12

f = {{m1 * g}, {m2 * g}, {m3 * g}, {m4 * g}, {m5 * g}, {m6 * g}, {m7 * g}, {m8 * g}, {m9 * g}, {m10 * g}, {m11 * g}, {m12 * g}};
TableForm[f]
|forma de tabela

soleq = Flatten[Solve[matK.d - f == 0, {d1, d2, d3, d4, d5, d6, d7, d8, d9, d10, d11, d12}]]
|achatar |resolve
9.36 x 10^3
9030.
9030.
9030.
9030.
9030.
8980.
8.94 x 10^3
8.94 x 10^3
8.94 x 10^3
8.94 x 10^3
8.94 x 10^3
8460.

{d1 -> 0.04, d2 -> 0.071, d3 -> 0.0991, d4 -> 0.124, d5 -> 0.147, d6 -> 0.166, d7 -> 0.189, d8 -> 0.207, d9 -> 0.222, d10 -> 0.233, d11 -> 0.24, d12 -> 0.244}

numerador =
(f[[1]][[1]] * d1 + f[[2]][[1]] * d2 + f[[3]][[1]] * d3 + f[[4]][[1]] * d4 + f[[5]][[1]] * d5 + f[[6]][[1]] * d6 + f[[7]][[1]] * d7 +
 f[[8]][[1]] * d8 + f[[9]][[1]] * d9 + f[[10]][[1]] * d10 + f[[11]][[1]] * d11 + f[[12]][[1]] * d12) /. soleq

denominador =
(f[[1]][[1]] * d1^2 + f[[2]][[1]] * d2^2 + f[[3]][[1]] * d3^2 + f[[4]][[1]] * d4^2 + f[[5]][[1]] * d5^2 + f[[6]][[1]] * d6^2 + f[[7]][[1]] * d7^2 +
 f[[8]][[1]] * d8^2 + f[[9]][[1]] * d9^2 + f[[10]][[1]] * d10^2 + f[[11]][[1]] * d11^2 + f[[12]][[1]] * d12^2) /. soleq

freq = 1 / (2 * pi) * sqrt(g * numerador / denominador)
17700.
3.38 x 10^3
1.14
per = freq^-1
0.877

```

ANEXO 1

Tipos de terreno

Quadro 8-10: Tipos de terreno EC8

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratificado	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m / s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
<i>A</i>	Rocha podendo incluir, no máximo 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
<i>B</i>	Depósitos de areia muito compacta ou argilas muito rijas, com espessura de várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
<i>C</i>	Depósito de areias compactas ou mediamente compactas, ou argilas rijas com espessuras de dezenas ou centenas de metros	180 – 360	15 – 50	70 – 250
<i>D</i>	Depósito de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem estratos de solos coesivos moles), ou de solos coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
<i>E</i>	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo <i>C</i> ou <i>D</i> e uma espessura entre 5 m e 20 m, sobrejacente a um estrato mais rijo com $v_s > 800$ m/s .			
<i>S</i> ₁	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 – 20
<i>S</i> ₂	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos <i>A</i> a <i>E</i> ou <i>S</i> ₁			

ANEXO 2

Zonamento sísmico ilustrado

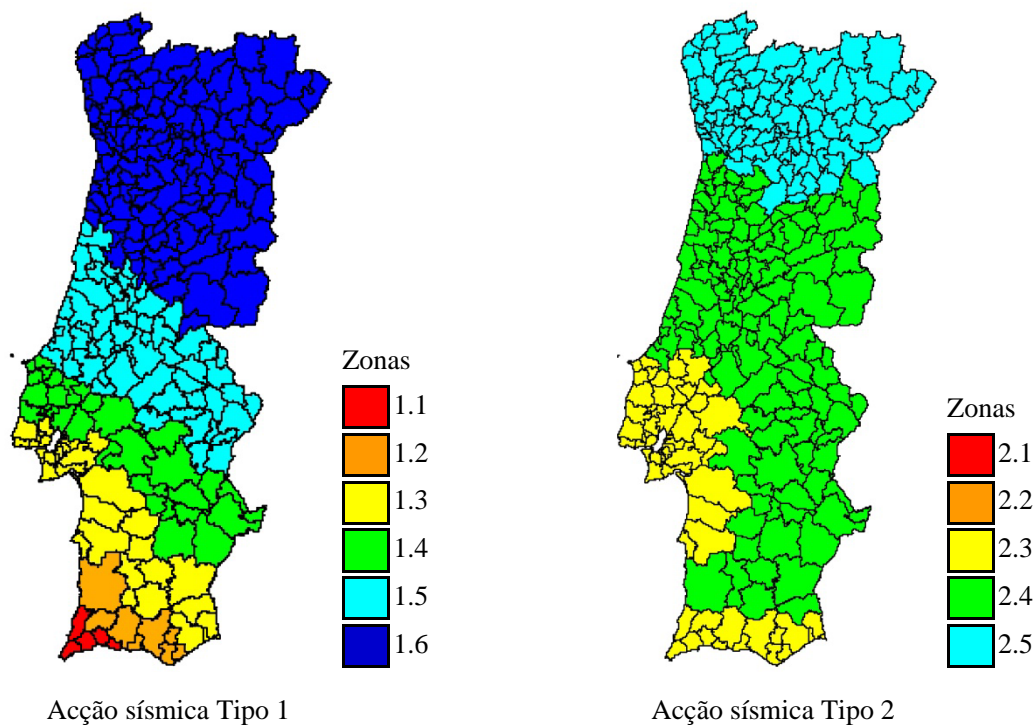
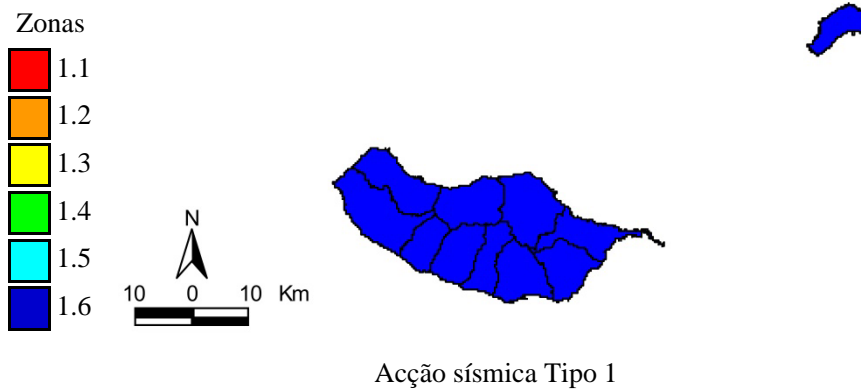
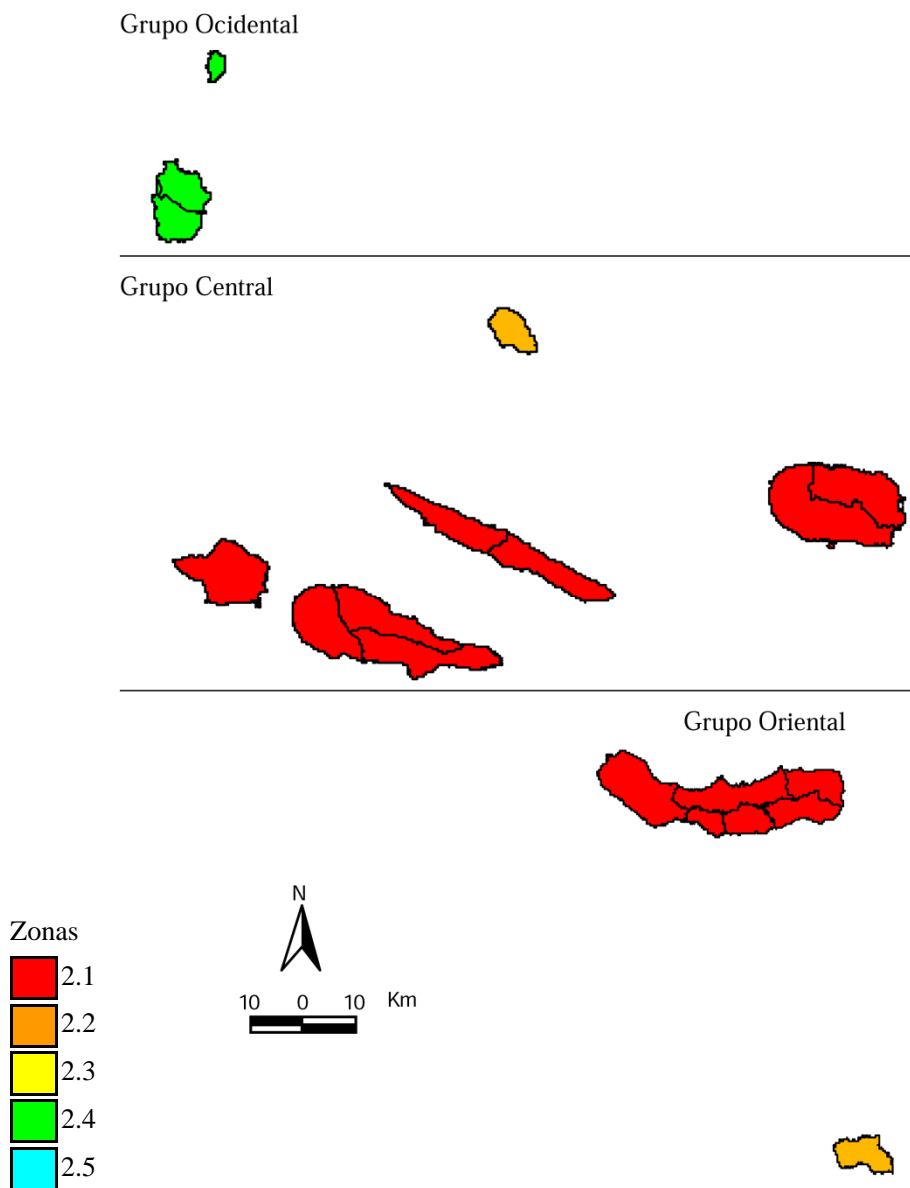


Figura 8-1: Zonamento sísmico em Portugal Continental



Acção sísmica Tipo 1

Figura 8-2: Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira



Acção sísmica Tipo 2
Figura 8-3: Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores