



**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

**Área Departamental de Engenharia Civil**



## **Projeto Estrutural de um Edifício Escolar em Lisboa em Estrutura de Betão Armado e Metálica**

**IAN LEONG CHONG**

**(Licenciado em Engenharia Civil)**

**Plano de Trabalho Final de Mestrado**

**Área de Especialização de Estruturas**

**Orientador:**

**Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, ISEL**

**Co-orientador:**

**Licenciado Paulo Gil Figueiredo Tavares Pedro, ISEL**

**Júri:**

**Presidente:**

**Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado**

**Vogais:**

**Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho**

**Doutora Ana Rita Gião**

**Novembro 2017**



## Agradecimentos

O meu percurso académico não foi feito sozinho. Ao longo deste período, várias pessoas estiveram ao meu lado e juntos, fomos em frente, e é a todos que apresento a minha sincera e maior gratidão.

Aos meus orientadores, Engenheiro António Gorgulho e Engenheiro Paulo Pedro, agradeço por todo conhecimento que me transmitiram, pelo apoio, pela enorme disponibilidade e pela, ainda maior, paciência que demonstraram.

Aos meus colegas de licenciatura e mestrado, agradeço o companheirismo e amizade ao longo desta caminhada e pelas pestanas que queimámos juntos.

À minha *ohana*, agradeço por todo o apoio e incentivo que me deram.



## Resumo

O presente trabalho, inserido na área de especialização de estruturas de engenharia civil, consistirá na realização um projeto estrutural de dois edifícios em betão armado e um projeto de uma cobertura metálica pertencentes a um campus académico localizado em Lisboa.

Atualmente, após a ocorrência de eventos sísmicos, verificam-se diversas deficiências no dimensionamento à ação sísmica com consequências desastrosas a nível económico e de perdas humanas. Por esse motivo, é necessário desenvolver competências que mitiguem os desfechos referidos.

Nesse sentido, este projeto contemplará as etapas essenciais para dotar uma estrutura de capacidade resistente ao sismo. Os dois tipos de estruturas em desenvolvimento, betão armado e metálica, têm como base uma planta arquitetónica e serão alvo de uma análise sísmica que permitirá obter soluções construtivas capazes de atingir os objetivos pretendidos.

Para o efeito, o dimensionamento das estruturas terá como bases regulamentares os Eurocódigos estruturais EC0, 1, 2, 3, 4 e 8.

Na realização deste trabalho serão utilizados 2 programas: o SAP2000 e o AutoCAD. O primeiro é um programa de cálculo automático baseado no Método dos Elementos Finitos. O referido programa permite a modelação estrutural em 3 dimensões e, posteriormente, a realização de uma análise considerando um comportamento elástico linear. O segundo é um programa do tipo CAD (*Computer Aided Design*) e será utilizado na elaboração das peças desenhadas.

Palavras-chave: Betão armado; estrutura metálica; sismo; Eurocódigos estruturais



## Abstract

The present work, inserted in the structural expertise of civil engineering, will consist in a structural project of a building in reinforced concrete and a project of a metallic roof belonging to an academic campus located in Lisbon.

Nowadays, after the occurrence of seismic events, there are several deficiencies in the design for seismic action with disastrous economic consequences and human losses. For this reason, it is necessary to develop competences that mitigate the mentioned outcomes.

In this sense, this project will contemplate the essentials steps to endow an earthquake resistant capacity structure. The two types of structures, reinforced concrete and metallic, are based on an architectural plan and will allow constructive solution to achieve the desired objectives.

For this purpose, structural design will be based on the Structural Eurocodes EC0, 1, 2, 3, 4 e 8.

During this work, 2 programs will be used: the SAP2000 program and AutoCAD. The first one is an automatic calculation program based on the Finite Element Method. This program allows the structural modeling in 3 dimensions and an analysis considering a linear elastic behavior. The second is a CAD (*Computer Aided Design*) type program and will be used in the elaboration of the drawn pieces.

Keywords: Reinforced concrete; metallic structure; earthquake; Structural Eurocodes



# Índice Geral

<b>Agradecimentos</b> .....	<b>I</b>
<b>Resumo</b> .....	<b>III</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>V</b>
<b>Símbolos e Siglas</b> .....	<b>IX</b>
<b>Índice de Figuras</b> .....	<b>XVII</b>
<b>Índice de Tabelas</b> .....	<b>XIX</b>
<b>1. Introdução</b> .....	<b>1</b>
1.1 Enquadramento .....	1
1.2 Objetivos .....	2
1.3 Organização do trabalho.....	2
1.4 Descrição do edifício.....	3
<b>2. Bases de Projeto</b> .....	<b>5</b>
2.1 Tempo de vida útil do projeto.....	5
2.2 Materiais .....	5
2.3 Ações.....	7
2.3.1 Cargas permanentes.....	7
2.3.2 Sobrecargas.....	8
2.3.3 Ação sísmica .....	9
2.3.4 Ação do vento .....	14
2.4 Combinação de ações .....	25
<b>3. Pré-dimensionamento</b> .....	<b>27</b>
3.1 Estruturas de betão armado .....	27
3.1.1 Lajes.....	27
3.1.2 Vigas .....	27
3.1.3 Pilares .....	28
3.1.4 Sapatas.....	29
3.2 Estruturas metálicas .....	29
3.2.1 Rampa.....	30
3.2.2 Cobertura metálica.....	31

<b>4. Conceção estrutural .....</b>	<b>35</b>
4.1 Princípios básicos .....	35
4.2 Critérios de regularidade estrutural.....	36
4.2.1 Regularidade em planta .....	36
4.2.2 Regularidade em altura.....	39
4.3 Elementos primários e secundários .....	40
4.4 Sistemas estruturais .....	40
4.5 Coeficiente de Comportamento .....	41
<b>5. Modelação e Análise Estrutural.....</b>	<b>45</b>
5.1 Modelação da Estrutura do Edifício Principal .....	45
5.1.1 Análise Modal por Espectro de Resposta .....	46
5.1.2 Combinação dos efeitos das componentes da ação sísmica.....	47
5.1.3 Efeitos acidentais de torção .....	48
5.1.4 Cálculo de deslocamentos devido à ação sísmica.....	50
5.1.5 Efeitos de segunda ordem .....	51
5.2 Modelação da estrutura da Rampa e da Cobertura Metálica.....	52
<b>6. Dimensionamento.....</b>	<b>55</b>
6.1 Estruturas de betão armado .....	55
6.1.1 Estados Limites Últimos .....	55
6.1.2 Estados Limites de Utilização .....	89
6.2 Estruturas metálicas .....	93
6.2.1 Estados Limites Últimos .....	93
6.2.2 Ligações metálicas.....	104
<b>7. Conclusões.....</b>	<b>109</b>
<b>Bibliografia.....</b>	<b>111</b>

# Símbolos e Siglas

## Letras maiúsculas do alfabeto latino

A	Área da seção transversal
$A_c$	Área da seção do betão
$A_{Ed}$	Valor de cálculo da ação sísmica
AN	Anexo Nacional
$A_s$	Área de armadura
$A_{sw}$	Área de armadura de esforço transversal
$A_{s,min}$	Área de armadura mínima
$A_{s,max}$	Área de armadura máxima
$A_{min}$	Área mínima
$A_{s1}$	Área de armadura tracionada
$A_{s2}$	Área de armadura comprimida
$A_{sv}$	Área de armadura vertical
$A_{s,h,min}$	Área de armadura horizontal mínima
Art.º	Artigo
CP	Cargas permanentes
CQC	Combinação quadrática completa
$C_u$	Resistência ao corte não drenado do solo
$C_d$	Valor de cálculo correspondente ao limite do critério de utilização
DCL	Classe de ductilidade baixa
DCM	Classe de ductilidade média
DCH	Classe de ductilidade alta
EC0	Eurocódigo 0
EC2	Eurocódigo 2
EC8	Eurocódigo 8
$E_{cm}$	Valor do módulo de elasticidade secante do betão
$E_s$	Valor do módulo de elasticidade do aço
$E_c$	Valor do módulo de elasticidade do betão
$E_d$	Valor de cálculo dos efeitos das ações específicas
$E_E$	Efeito considerado da ação sísmica
$E_n$	Valor máximo da resposta para o modo de vibração n
$E_x$	Componente da ação sísmica segundo a direção "x"
$E_y$	Componente da ação sísmica segundo a direção "y"
$E_{F,G}$	Efeito das ações não sísmicas incluídas na combinação para a situação sísmica de cálculo

$E_{F,E}$	Efeito das ações resultantes da análise para a ação sísmica de cálculo
ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite de Serviço
$F_i$	Força horizontal atuante no piso $i$
$F_b$	Força de corte sísmica na base
$F_{t_{sd}}$	Força de tração na base da sapata
$F_s$	Força de tração
$G_k$	Valor característico de uma ação permanente
$H$	Altura da sapata
$I_{yi}$	Inércia do elemento $i$ segundo “ $y$ ”
$I_{xi}$	Inércia do elemento $i$ segundo “ $x$ ”
$I_p$	Inércia polar
$I_{base}$	Impulso de terras na base do muro
$I_c$	Momento de inércia da seção
$K_\theta$	Rigidez de torção
$K_i$	Rigidez lateral na direção $i$
$K_0$	Coefficiente de impulso em repouso
$K_D$	Coefficiente que depende da classe de ductilidade
$L_{max}$	Maior dimensão do edifício em planta
$L_{min}$	Menor dimensão do edifício em planta
$M_{rb,i}$	Momento resistente da viga na seção $i$
$M_{rc,i}$	Momento resistente do pilar na seção $i$
$M_{ai}$	Momento torsor
$M_{CR}$	Momento de fendilhação
$M_{QP}$	Momento resultante da combinação quase permanente
$N_{spt}$	Número de pancadas do ensaio de penetração dinâmico
$N_i$	Esforço axial no elemento $i$
$N_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço normal
$N_{Rd}$	Valor do esforço transversal resistente
$PP_{ext}$	Carga correspondente às paredes exteriores
$PP_{Par.ext}$	Peso próprio das paredes exteriores
$PP_{int}$	Carga correspondente às paredes interiores
$PP_{Par.int}$	Peso próprio das paredes interiores
$P_{NCR}$	Probabilidade de excedência de referência
$P_i$	Peso do elemento $i$
$P_{Total}$	Peso total do piso
$P_{Tot}$	Carga gravítica total devido a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo esse.
PF	Pilar fictício
$Q_{k,1}$	Valor característico da ação variável base

$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável $i$
$R_z$ [%]	Porcentagem de massa mobilizada em torno do eixo "z"
$R_{di}$	Valor de cálculo da resistência da zona ou elemento $i$
RSA	Regulamento de segurança de ações para estruturas de edifícios e pontes
RCP	Restante carga permanente
RCL	Regra da combinação linear
$S$	Coefficiente de solo
SC	Sobrecarga
$S_d(T)$	Ordenada do espectro de cálculo
SRSS	Raiz quadrada da soma dos quadrados
$T$	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
$T_1$	Período fundamental da estrutura
$T_B$	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 deslocamentos constantes
$T_{DLR}$	Período de retorno
$T_k$	Período de vibração do modo $k$
$U_x$ [%]	Porcentagem de massa mobilizada segundo uma translação em "x"
$U_y$ [%]	Porcentagem de massa mobilizada segundo uma translação em "y"
$V_{TOT}$	Força de corte sísmica total no piso considerado
$V_{Rds}$	Valor de esforço transversal resistente
$V_{Rd,max}$	Valor do esforço transversal resistente máximo
$V_{Ed,calc}$	Valor de esforço transversal determinado pelo método analítico
$V_{SAP200}$	Valor de esforço transversal determinado pelo programa SAP2000
$V_{Rdc}$	Valor do esforço transversal resistente sem armadura
$X_{CM,i}$	Coordenada segundo o eixo "x" do centro de massa do piso $i$ .
$X_{CR,i}$	Coordenada segundo o eixo "x" do centro de rigidez do piso $i$ .
$Y_{CM,i}$	Coordenada segundo o eixo "y" do centro de massa do piso $i$ .
$Y_{CR,i}$	Coordenada segundo o eixo "y" do centro de rigidez do piso $i$ .

### Letras minúsculas do alfabeto latino

$a_g$	Valor da aceleração à superfície
$a_{gR}$	Valor da aceleração máxima de referência
$a$	Flecha Total

$a_0$	Flecha a curto prazo
$a_\infty$	Flecha a longo prazo
$a$	Largura do elemento vertical que liga com a sapata
$a_I$	Valor da flecha para o estado fendilhado
$a_{II}$	Valor da flecha para o estado não fendilhado
$a_1$	Translação vertical da envolvente dos momentos fletores
$b_t$	Largura média da zona traciona
$b_0$	Largura do núcleo confinado de betão
$b_c$	Largura bruta da seção de betão
$b_{eff}$	Largura efetiva do banzo
$b_i$	Distância medidas a eixo entre varões travados consecutivos
$b_w$	Espessura das zonas confinadas
$b'$	Maior distância entre a face exterior do pilar ou parede e extremidade da sapata
$c_{min}$	Recobrimento mínimo
$c_{min,b}$	Recobrimento mínimo para requisitos de aderência
$c_{min,dur}$	Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais
$c_{nom}$	Recobrimento nominal
$d$	Distância entre a fibra mais comprimida da seção e o eixo do varão tracionado
$d_1$	Distância entre a fibra mais tracionada da seção e o eixo do varão tracionado
$d_s$	Deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo
$d_e$	Deslocamento de um ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo
$d_r$	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
$d_{min}$	Distância mínima entre varões paralelos ou entre camadas de varões
$d_{bl}$	Diâmetro dos varões da armadura longitudinal
$d_{bw}$	Diâmetro dos varões da armadura transversal
$e_{oi}$	Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção $i$ , perpendicular a direção de cálculo considerada
$e_{ai}$	Excentricidade acidental da massa do piso $i$
$f_{ck}$	Valor da tensão de rotura à compressão no betão aos 28 dias
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão aos 28 dias
$f_{ctm}$	Valor médio da tensão de rotura à tração simples
$f_{yk}$	Valor característico da tensão de cedência do aço
$f_{yd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço
$f_{bd}$	Tensão de rotura de aderência
$f_{ctd}$	Valor de cálculo da resistência do betão à tração
$f_{ywd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras
$h$	Altura entre pisos
$h_s$	Altura livre entre pisos

$h_w$	Altura de uma parede ou altura da seção transversal de uma viga
$h_c$	Altura da seção bruta de betão
$h_0$	Altura do núcleo confinado de betão
$h_{cr}$	Altura da zona crítica
$h_{w,min}$	Altura mínima das vigas
$k$	Coefficiente que tem em conta os diferentes sistemas de paredes estruturais
$k_w$	Coefficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de parede
$l_{par}$	Comprimento da parede
$l$	Comprimento do vão
$l_s$	Raio de geração do piso em planta
$l_{wi}$	Comprimento da seção da parede $i$
$l_{bd,rqd}$	Comprimento de amarração de referência
$l_{bd}$	Comprimento de amarração
$l_{bd,min}$	Comprimento de amarração mínimo
$l_{bd,adotado}$	Comprimento de amarração adotado
$l_0$	Comprimento de sobreposição
$l_{0,min}$	Comprimento mínimo de sobreposição
$l_{cl}$	Comprimento livre
$l_c$	Comprimento dos pilares fictícios
$l_w$	Maior dimensão em planta da parede
$m$	Massa
$m_i; m_j$	Massa do elemento $i$ e do elemento $j$
$q$	Coefficiente de comportamento
$q_0$	Valor básico do coeficiente de comportamento
$q_d$	Coefficiente de comportamento em deslocamento
$r_i$	Raio de torsão
$s$	Espaçamento das armaduras de esforço transverso
$s_{l,max}$	Espaçamento máximo entre estribos
$s_{t,max}$	Espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos
$s_{max}$	Espaçamento máximo das armaduras de esforço transverso
$s_{cl,max}$	Espaçamento das armaduras transversais ao longo do pilar
$v$	Requisito para a limitação de danos
$x_i$	Coordenada "x" para o elemento $i$ em relação ao referencial escolhido
$x_u$	Posição do eixo neutro
$y_i$	Coordenada "y" para o elemento $i$ em relação ao referencial escolhido
$z_i; z_j$	Altura das massas $m_i$ e $m_j$ acima do nível de fundação
$z$	Braço do binário

## Letras do alfabeto grego

$\alpha_{abertura}$	Coeficiente que tem em consideração as áreas destinadas a aberturas em paredes exteriores
$\alpha$	Coeficiente de eficácia do confinamento
$\alpha_n$	Relação entre a área efetiva confinada e a área no interior das cintas
$\alpha_s$	Relação entre a área da seção efetiva confinada a meia distância entre cintas e a área no interior das cintas
$\alpha_{cw}$	Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido
$\alpha_{ct}$	Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada
$\beta$	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
$\beta_i$	Correlação entre os modos de vibração $w_i$ e $w_n$
$\gamma_c$	Peso volúmico do betão
$\gamma_s$	Peso volúmico do aço
$\gamma_1$	Coeficiente de importância
$\gamma_G$	Coeficiente parcial relativo às ações permanentes
$\gamma_Q$	Coeficiente parcial relativo às ações variáveis
$\gamma_{Rd}$	Coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências
$\gamma_{solo}$	Peso volúmico do solo
$\epsilon_{sy,d}$	Valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço
$\epsilon_{cu,2,c}$	Extensão última do betão confinado
$\epsilon_{cu}$	Valor da extensão ultima do betão não confinado
$\eta_1$	Coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem
$\eta_2$	Coeficiente relacionado com o diâmetro dos varões
$\theta$	Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos
$\mu_\phi$	Coeficiente de ductilidade em curvatura
$\nu$	Coeficiente de redução da ação sísmica
$\nu_c$	Coeficiente de Poison
$\nu_{s,30}$	Velocidade média das ondas de corte no solo
$\nu_d$	Esforço normal reduzido
$\xi$	Coeficiente de amortecimento estrutural
$\rho_{ni}$	Coeficiente de correlação modal
$\rho_{min}$	Taxa de armadura mínima na zona tracionada
$\rho_{max}$	Taxa de armadura máxima na zona tracionada
$\rho'$	Taxa de armadura na zona comprimida
$\rho_w$	Taxa de armadura de esforço transverso
$\rho_{w,min}$	Taxa de armadura mínima de esforço transverso
$\sigma_{adm}$	Tensão admissível

$\sigma_{sd}$	Valor de cálculo da tensão do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração
$\emptyset$	Diâmetro dos varões
$\Phi_{m,min}$	Diâmetro mínimo de dobragem de varões
$\Delta_{Cdur,\gamma}$	Margem de segurança no cálculo do recobrimento
$\Delta_{Cdur,st}$	Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável
$\Delta_{Cdur,add}$	Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional
$\Delta_{Cdev}$	Margem de cálculo que tem em conta eventuais erros de execução no recobrimento
$\Psi_0, \Psi_1, \Psi_2$	Coefficientes de combinação
$\omega_{\omega d}$	Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas
$\omega_v$	Taxa de armadura vertical
$\omega_k$	Abertura máxima de fendas aceitável



# Índice de Figuras

Figura 1.1 - Esquema do espaço académico.....	3
Figura 2.1- Zonamento Sísmico em Portugal Continental .....	10
Figura 2.2 - Espectro de resposta de cálculo no Edifício 2 e rampa (A) e na cobertura metálica (B).....	14
Figura 2.4 - Procedimento recomendado para a determinação do coeficiente de pressão exterior em edifícios.....	19
Figura 2.5 - Zonas em paredes verticais .....	19
Figura 2.6 - Coeficientes de pressão exteriores nas paredes, para $W_x$ .....	20
Figura 2.7 - Coeficientes de pressão exteriores nas paredes, para $W_y$ .....	20
Figura 2.8 - Escoamento do ar em torno de coberturas isoladas .....	22
Figura 2.9 - Coeficientes de pressão exterior em coberturas isoladas de 2 vertentes .....	22
Figura 2.10 - Coeficiente de força $c_{f,0}$ para secções retangulares .....	23
Figura 2.11 - Coeficiente de redução $\Psi_r$ para uma secção transversal quadrada com cantos arredondados .....	23
Figura 2.12 - Valores indicativos do coeficiente de efeitos de extremidade $\Psi_\lambda$ .....	24
Figura 3.1 - Configuração de sapatas.....	29
Figura 3.2 - Identificação das vigas metálicas da Rampa.....	30
Figura 3.3 - Ábaco de resistência à encurvadura ao esforço axial segundo o eixo mais fraco de perfis IPE .....	30
Figura 3.4 - Ábaco de resistência à encurvadura ao esforço axial segundo o eixo mais fraco de perfis UPN .....	31
Figura 3.5 - Ábaco de resistência à encurvadura ao esforço axial para tubos circulares de 60,3 mm .....	31
Figura 3.6 - Ábaco de resistência à encurvadura ao esforço axial para tubos circulares de 88,9 mm .....	32
Figura 3.7 - Ábaco de resistência à encurvadura ao esforço axial para tubos quadrados vazados 200x200 .....	32
Figura 3.8 - Configuração da cobertura metálica.....	33
Figura 6.1 - Representação gráfica na armadura de flexão necessária nas lajes de escadas .....	62
Figura 6.2 - Largura efetiva do banzo para vigas ligadas a pilares [Novais, T (2014)] .....	63
Figura 6.3 - Disposições complementares para a amarração no nós viga-pilar exteriores [EC8].....	64
Figura 6.4 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas [EC8] .....	66
Figura 6.5 - Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal em pilares [EC8] .....	73
Figura 6.6 - Configuração de armaduras do pilar-exemplo.....	75
Figura 6.7 - Envolvente de cálculo de momentos fletores (a) e de esforços transversos (b) .....	82
Figura 6.8 - Envolvente de momentos fletores .....	83
Figura 6.9 - Envolvente de Momentos fletores (A) e de Esforço Transverso (B).....	84

Figura 6.10 - Confinamento dos pilares fictícios das paredes dúcteis .....	85
Figura 6.11 - Esquema de funcionamento do Método das Bielas .....	87
Figura 6.12 - Esquema representativo da Sapata S2_24 .....	89
Figura 6.13 - Deformações na laje do piso 2 para a Combinação Quase-Permanente.....	90
Figura 6.14 - Nó de ligação 103 (SAP2000) .....	104
Figura 6.15 - Nó de ligação 665 (SAP2000) .....	105
Figura 6.16 - Nó de ligação 103 (Idea StatiCa).....	105
Figura 6.17 - Verificações efetuadas no nó 103, através do Idea StatiCa .....	105
Figura 6.18 - Nó de ligação 665 (Idea StatiCa).....	106
Figura 6.19 - Verificações efetuadas no nó 665, através do Idea StatiCa .....	106
Figura 6.20 - Nós analisados na Rampa .....	106
Figura 6.21 - Nó de ligação 146 (Idea StatiCa).....	107
Figura 6.22 - Verificações efetuadas no nó 146, através do Idea StatiCa .....	107
Figura 6.23 - Nó de ligação 144 (Idea StatiCa).....	107
Figura 6.24 - Verificações efetuadas no nó 144, através do Idea StatiCa .....	108

# Índice de Tabelas

Tabela 2.1 - Limites da composição e de recobrimento do betão de classe C25/30 .....	6
Tabela 2.2 - Ações consideradas .....	7
Tabela 2.3 - Categorias de utilização do edifício .....	8
Tabela 2.4 - Acelerações máximas de referência $a_{gR}$ .....	10
Tabela 2.5 - Classes de importância para os edifícios .....	11
Tabela 2.6 - Coeficientes de importância .....	11
Tabela 2.7 - Parâmetros para definição das ações sísmicas .....	12
Tabela 2.8 - Coeficientes de comportamento das estruturas de betão armado .....	12
Tabela 2.9 - Valor básico da velocidade de referência do vento .....	15
Tabela 2.10 - Categorias e parâmetros do terreno .....	15
Tabela 2.11 - Coeficiente de rugosidade .....	16
Tabela 2.12 - Velocidade média do vento .....	17
Tabela 2.13 - Valores dos coeficientes de pressão exteriores para paredes verticais de edifícios de planta retangular (Quadro 7.1 da NP EN 1991-1-4 2010) .....	20
Tabela 2.14 - Valores dos coeficientes de pressão exteriores para coberturas isoladas de duas vertentes (Quadro 7.7 da NP EN 1991-1-4 2010) .....	21
Tabela 2.15 - Coeficiente de força $c_{f,0}$ .....	23
Tabela 2.16 - Cálculo do coeficiente $\Psi_r$ .....	23
Tabela 2.17 - Valores de $\lambda$ recomendados para cilindros, elementos com secção poligonal, perfis com arestas vivas e estruturas treliçadas (Quadro 7.16 da NP EN 1991-1-4 2010) .....	24
Tabela 2.18 - Fatores multiplicativos para sobrecargas .....	26
Tabela 3.1 - Pré-dimensionamento de vigas de betão armado .....	28
Tabela 3.2 - Identificação das secções da Figura 3.7 .....	32
Tabela 4.1 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico .....	36
Tabela 4.2 - Esbelteza do Edifício Principal .....	38
Tabela 4.3 - Coordenadas dos centros de rigidez e dos centros de massa .....	38
Tabela 4.4 - Verificação dos raios de torção e de giração .....	39
Tabela 4.5 - Percentagem do corte basal nas paredes do Edifício 2 .....	41
Tabela 4.6 - Valor básico do coeficiente de comportamento para sistemas de betão armado regulares em altura .....	42
Tabela 4.7 - Limite superior dos valores de referência cos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura .....	42
Tabela 4.8 - Requisitos relativos à classe de secção transversal em função da classe de ductilidade e do valor de referência do coeficiente de comportamento .....	43

Tabela 4.9 - Valor básico do coeficiente de comportamento e do coeficiente de comportamento .....	43
Tabela 5.1 - Modos de vibração e fatores de participação modal .....	47
Tabela 5.2 - Excentricidades acidentais em X e Y .....	48
Tabela 5.3 - Forças de corte basal no Edifício Principal, em X e Y, para os Sismos Tipo 1 e 2 .....	49
Tabela 5.4 - Forças horizontais e momentos torsões em cada piso, em X e Y, para os Sismos Tipo 1 e 2 .....	49
Tabela 5.5 - Momentos torsões aplicados em cada piso.....	50
Tabela 5.6 - Deslocamentos devido à ação sísmica.....	50
Tabela 5.7 - Coeficientes de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos sob efeito do Sismo Tipo 1 .....	51
Tabela 5.8 - Coeficientes de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos sob efeito do Sismo Tipo 2 .....	51
Tabela 6.1 - Classes de exposição .....	56
Tabela 6.2 - Valores de recobrimento mínimo para cada tipo de elemento estrutural.....	57
Tabela 6.3 - Diâmetros mínimos de dobragem de varões .....	58
Tabela 6.4 - Valores de comprimentos de amarração .....	59
Tabela 6.5 - Valores de armadura máxima e mínima em lajes.....	60
Tabela 6.6 - Valores de esforço transversal resistente sem armadura específica nas lajes .....	61
Tabela 6.7 - Fator de ductilidade em curvatura em cada direção .....	63
Tabela 6.8 - Características da viga exemplo (1)_V2.12(4).....	67
Tabela 6.9 - Pormenorização adotada na viga-exemplo .....	67
Tabela 6.10 - Diâmetros máximos de varões longitudinais na viga-exemplo .....	67
Tabela 6.11 - Áreas de armadura da laje na largura efetiva do banzo .....	68
Tabela 6.12 - Verificação da ductilidade local na viga-exemplo .....	68
Tabela 6.13 - Esforço Atuante na viga-exemplo.....	68
Tabela 6.14 - Espaçamento Longitudinal de armaduras transversais .....	69
Tabela 6.15 - Valor de esforço transversal máximo e esforço transversal sem armadura na viga-exemplo.....	69
Tabela 6.16 - Pormenorização de armaduras de esforço transversal na viga-exemplo.....	69
Tabela 6.17 - Espaçamento máximo entre armadura de esforço transversal nas zonas críticas das vigas exemplo .....	70
Tabela 6.18 - Fator de ductilidade .....	71
Tabela 6.19 - Características do pilar-exemplo .....	74
Tabela 6.20 - Configuração de armaduras adotada no pilar-exemplo.....	74
Tabela 6.21 - Momentos resistentes no pilar-exemplo, em torno de X.....	75
Tabela 6.22 - Momentos resistentes no pilar-exemplo, em torno de Y.....	76
Tabela 6.23 - Verificação à flexão composta desviada.....	76
Tabela 6.24 - Verificação da resistência à flexão através da Capacidade Real .....	76

Tabela 6.25 - Esforços transversos atuantes no pilar-exemplo, segundo as direções X e Y .....	77
Tabela 6.26 - Valor de esforço transverso máximo e esforço transverso sem armadura, no pilar-exemplo, na direção X.....	77
Tabela 6.27 - Valor de esforço transverso máximo e esforço transverso sem armadura, no pilar-exemplo, na direção Y.....	77
Tabela 6.28 - Pormenorização de armaduras de esforço transverso, no pilar exemplo, segundo X.....	77
Tabela 6.29 - Pormenorização de armaduras de esforço transverso, no pilar exemplo, segundo Y .....	78
Tabela 6.30 - Extensão da zona crítica no pilar-exemplo .....	78
Tabela 6.31 - Espaçamentos máximos nas zonas críticas e corrente, no pilar-exemplo .....	78
Tabela 6.32 - Dimensões da parede-exemplo .....	83
Tabela 6.33 - Requisitos de definição do pilar fictício.....	83
Tabela 6.34 - Altura crítica da parede-exemplo .....	83
Tabela 6.35 - Área de armadura longitudinal necessária na parede-exemplo.....	84
Tabela 6.36 - Pormenorização de armaduras na parede-exemplo.....	84
Tabela 6.37 - Esforço transversos resistente e esforço transverso máximo na parede exemplo .....	85
Tabela 6.38 - Espaçamento máximo entre cintas na zona crítica da parede-exemplo.....	85
Tabela 6.39 - Comparação entre os valores de $l_c$ calculados através de (6.62) e os adotados .....	86
Tabela 6.40 - Resultados das sapatas-exemplo.....	88
Tabela 6.41 - Armaduras de flexão adotadas na sapata S2_10 .....	88
Tabela 6.42 - Armaduras de flexão adotadas na sapata S2_24.....	89
Tabela 6.43 - Espaçamento máximo dos varões para o controlo da fendilhação.....	90
Tabela 6.44 - Dados necessários para o Controlo da deformação.....	91
Tabela 6.45 - Momento de fendilhação .....	92
Tabela 6.46 - Verificação do Estado Limite de Deformação .....	92
Tabela 6.47 - Verificação da Limitação de Danos .....	93
Tabela 6.48 - Elementos metálicos mais solicitados .....	93
Tabela 6.49 - Coeficientes parciais de segurança para elementos metálicos .....	94
Tabela 6.50 - Resistência à Compressão .....	94
Tabela 6.51 - Verificação da resistência ao Esforço Axial de compressão.....	94
Tabela 6.52 - Resistência ao momento fletor .....	95
Tabela 6.53 - Verificação da resistência ao momento fletor .....	95
Tabela 6.54 - Verificação da resistência ao esforço transverso .....	96
Tabela 6.55 - Verificação à Flexão Composta Desviada .....	97
Tabela 6.56 - Verificação da resistência à encurvadura .....	97
Tabela 6.57 - Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura.....	98
Tabela 6.58 - Resistência à encurvadura por compressão na direção Y .....	98
Tabela 6.59 Resistência à encurvadura por compressão na direção Z.....	99

Tabela 6.60 - Resistência à encurvadura à flexão.....	99
Tabela 6.61 - Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral .....	100
Tabela 6.62 - Verificação da resistência à encurvadura por flexão nos perfis UPN .....	100
Tabela 6.63 - Verificação da resistência à encurvadura por flexão .....	100
Tabela 6.64 - Fatores de interação kij para elementos susceptíveis à deformação por torção (Quadro B.2 do EC3-1-1 Anexo B).....	101
Tabela 6.65 - Fatores de interação kij para elementos não susceptíveis à deformação por torção (Quadro B.1 do EC3-1-1 Anexo B) .....	102
Tabela 6.66 - Coeficientes de momento uniforme equivalente Cm (Quadro B.3 do EC3-1-1 Anexo B)...	102
Tabela 6.67 - Determinação dos coeficientes de momento uniforme equivalente, na direção Y, para os frames 309 e 301.....	103
Tabela 6.68 - Determinação dos coeficientes de momento uniforme equivalente, na direção Z, para os frames 309 e 301 .....	103
Tabela 6.69 - Verificação da resistência em flexão composta por compressão dos frames 309 e 301 (SHS 200x200).....	103
Tabela 6.70 - Determinação dos coeficientes de momento uniforme equivalente, na direção Y, para a frame 165.....	103
Tabela 6.71 - Determinação dos coeficientes de momento uniforme equivalente, na direção Z, para a frame 165.....	103
Tabela 6.72 - Verificação da resistência em flexão composta por compressão da frame 165.....	104

# 1. Introdução

## 1.1 Enquadramento

Portugal localiza-se na placa Euro-asiática, numa zona que faz fronteira com a placa Africana e que se encontra bastante próxima da placa Norte Americana. Por este motivo, apresenta níveis de risco sísmico relevantes e, como tal, a consideração dos efeitos da ação sísmica é um tema de grande importância.

A ocorrência cíclica de sismos em áreas povoadas é inevitável e imprevisível, e resulta em perdas muito avultadas, tanto a nível económico, como a nível de vidas humanas.

No cálculo do risco de um sismo são contabilizados três fatores: a vulnerabilidade, a exposição e a perigosidade. Uma vez que os dois últimos não podem ser manipulados, o primeiro é aquele que tem sido alvo de um estudo mais aprofundado.

Ao longo dos anos foi desenvolvida regulamentação e, atualmente, o dimensionamento sísmico foca-se, não só na prevenção do colapso estrutural, mas também no controlo do nível de dano consoante a intensidade sísmica. Pretende-se, deste modo, limitar os danos ocorridos durante a ação sísmica, de forma a que os edifícios sofram o menor dano possível e não colapsem, protegendo, assim, a vida humana.

Contudo, muitos edifícios apresentam lacunas na segurança contra a ação sísmica devido a uma aplicação pouco adequada da regulamentação, erros nos processos construtivos ou falta de fiscalização dos mesmos. Os aspetos mais comuns que prejudicam o comportamento sísmico são:

- Inadequado dimensionamento e conceção sísmica;
- Não cumprimento de juntas sísmicas adequadas entre edifícios de elevada flexibilidade, que resulta no contato com edifícios adjacentes;
- Insuficiência de confinamento de varões;
- Pouca rigidez resultante da existência de pisos vazados;
- Baixa ductilidade dos elementos de betão armado devido ao fraco confinamento dos varões longitudinais;
- Ausência de manutenção das estruturas.

Por outro lado, as estruturas metálicas, devido à sua elevada ductilidade, não têm a ação sísmica como condicionante, mas sim a ação do vento. Tratando-se de uma ação dinâmica, tal como o sismo, o vento é uma ação de elevada complexidade de quantificação, principalmente nas estruturas treliçadas. Este tipo de estrutura não apresenta uma superfície regular, devido à presença de elementos horizontais, verticais e inclinados, e juntamente com a pressão não uniforme do vento, dificulta o cálculo do contributo desta ação.

Os principais acidentes causados pela ação do vento são:

- Deficiências nas ligações das treliças;

- Contraventamento insuficiente nas estruturas;
- Fundações inadequadas;
- Deformabilidade excessiva da edificação.

## 1.2 Objetivos

O presente trabalho tem como finalidade:

- Conceção de uma solução estrutural, respeitando um projeto de arquitetura base;
- Pré-dimensionamento dos seus elementos estruturais;
- Modelação das estruturas no SAP2000;
- Análise sísmica do modelo estrutural;
- Verificação da segurança da estrutura às várias ações aplicadas;
- Elaboração de peças desenhadas associadas ao dimensionamento dos principais elementos estruturais.

Após elaboração deste projeto é expectável:

- Domínio da aplicação dos Eurocódigos Estruturais em projetos futuros de estruturas em betão armado e metálica;
- Domínio do dimensionamento estrutural através da Capacidade Resistente para explorar a ductilidade nas estruturas de betão armado;
- Apreensão novas técnicas de pré-dimensionamento;
- Domínio da pormenorização de armaduras, respeitando os Eurocódigos estruturais;
- Apreensão do contributo da ação do vento nas estruturas metálicas;
- Apreensão de conhecimentos ao nível das ligações aparafusadas e soldadas nas estruturas metálicas;
- Dominar o manuseamento de software de modelação, SAP2000, e de desenho, AutoCAD.

## 1.3 Organização do trabalho

O Trabalho Final de Mestrado será organizado em 8 capítulos. O primeiro contempla a introdução onde consta o enquadramento do trabalho, os objetivos, a organização do trabalho e a descrição das estruturas em estudo. No segundo capítulo são descritas as bases do projeto, onde se incluem os materiais aplicados e as ações a que as estruturas estão sujeitas, com especial atenção à ação sísmica. Posteriormente, no capítulo três será feita uma abordagem às considerações que se deve ter na fase de projeto e de conceção de estruturas resistentes ao sismo. O quarto capítulo apresenta o pré-dimensionamento dos elementos estruturais de betão armado e metálicos, baseado em formulações simplificadas, que irá implicar a análise estrutural efetuado no capítulo cinco. No sexto capítulo é

apresentado todo o cálculo desenvolvido relativamente ao dimensionamento estrutural em betão armado e da estrutura metálica.

De seguida, no capítulo sete, serão apresentadas conclusões relativamente ao trabalho desenvolvido e, posteriormente, as referências bibliográficas consultadas.

Por fim, o anexo é composto por informação complementar, nomeadamente tabelas de cálculos justificativos e peças desenhadas.

## 1.4 Descrição do edifício

O presente trabalho consiste no projeto estrutural de dois edifícios académicos, em betão armado, e de uma cobertura metálica localizados em Lisboa, conforme indica a Figura 1.1.

O campus académico é constituído por dois edifícios em betão armado, uma rampa mista e uma cobertura metálica, como demonstra a **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** e apresenta uma área de implantação com cerca de 1570 m<sup>2</sup>.

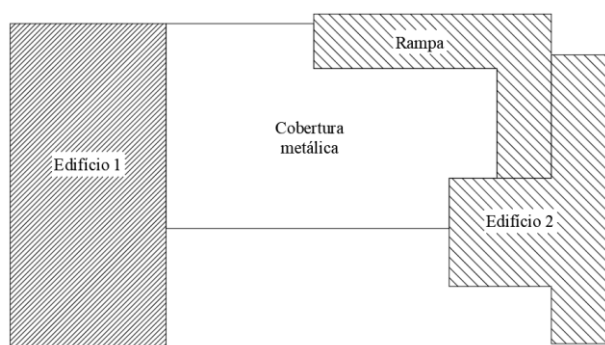


Figura 1.1 - Esquema do espaço académico

O primeiro edifício, à esquerda, não será alvo de estudo pois apresenta apenas um piso e, a nível sísmico, não apresenta interesse.

O segundo edifício, alvo principal do presente trabalho, apresenta três pisos, cada um com cerca de 750 m<sup>2</sup> e um pé direito com 3,35 m de altura. O piso 0 destina-se a gabinetes de professores, salas de reuniões e sanitários. Os pisos 1 e 2 serão ocupados por salas de aulas, laboratórios, salas de multimédia e instalações sanitárias.

O acesso entre pisos é realizado através de um elevador, escadas e rampas localizados no lado Este do edifício.

No meio dos dois edifícios referidos anteriormente encontra-se uma cobertura metálica, que apresenta uma área de implantação de 282 m<sup>2</sup> e uma altura aproximadamente 7 m. Esta cobertura destina-se essencialmente a uma zona de convívio.



## 2. Bases de Projeto

No presente capítulo são explicitadas as características base assumidas na definição das estruturas do projeto, nomeadamente o tempo de vida útil, os materiais adotados para os elementos estruturais e as ações a que o edifício estará sujeito.

### 2.1 Tempo de vida útil do projeto

As estruturas em estudo devem ser classificadas, de acordo com a Norma Europeia, de acordo com o tempo de vida útil do projeto. Nesse sentido, as estruturas de betão-armado incluem-se na categoria S4, com um tempo de vida útil de 50 anos.

### 2.2 Materiais

Como referido anteriormente, o presente trabalho inclui dois tipos de estrutura, betão armado e metálica. Os materiais constituintes deverão garantir os requisitos que se apresentam de seguida.

#### Betão

Betão C25/30 de cimento Portland de Calcário CEM II B – Classificação de acordo com a norma NP EN 206-1:2005 (1), Especificação LNEC E 464-2007 (2) e norma NP EN 197-1(3).

O tipo de betão escolhido apresenta as seguintes características principais:

- Valor característico de tensão de rotura à compressão ( $t=28$  dias),  $f_{ck} = 25$  MPa;
- Valor médio da tensão de rotura à tração simples,  $f_{ctm} = 2,6$  MPa;
- Módulo de elasticidade,  $E_{cm} = 31$  GPa;
- Valor médio da massa volúmica,  $\gamma = 2500$  kg/m<sup>3</sup>.

De acordo com a cláusula 5.4.1.1 do EC8, os elementos sísmicos primários não devem ser constituídos por um betão de classe inferior a C16/20, o que se verifica quando é adotado o betão C25/30.

Em relação à classe de exposição em função das condições ambientais dispostas na NP EN 206-1, as classes adotadas foram a XC1 e a XC2. A classe XC2 será aplicada nos elementos de fundação e a classe XC1 nos restantes elementos estruturais, por se encontrarem em ambiente predominantemente seco.

Tendo em consideração as classes de exposição estabelecidas, o Quadro 6 da Especificação LNEC E 464 – 2007 impõe como requisito mínimo a adoção de um betão de classe C25/30, ou seja, o mesmo que foi previamente definido. Assim, de acordo com o mesmo quadro, devem ser respeitadas as condições da Tabela 2.1:

Tabela 2.1 - Limites da composição e de recobrimento do betão de classe C25/30

Classe de exposição	XC1	XC2
Recobrimento Mínimo Nominal (mm)	25	35
Máxima razão água/cimento	0,65	0,65
Mínima dosagem de cimento (kg/m <sup>3</sup> )	260	260

#### Aço (varões)

Aço A400NR, Especificação LNEC E 449 – 2008(4).

O tipo de aço adotado apresenta as seguintes características principais:

- Valor característico da tensão de cedência,  $f_{yk} = 400$  MPa;
- Valor característico da extensão à tensão máxima,  $\epsilon_{uk} \geq 5,0\%$ ;
- Valor de cálculo do módulo de elasticidade,  $E_s = 200$  GPa;
- Valor médio da massa volúmica,  $\gamma = 7850$  kg/m<sup>3</sup>.

#### Aço (estrutura metálica)

Os perfis da estrutura metálica serão constituídos pelo aço Aço S275 JR, especificado na EN 10025-2:2008, e apresenta as seguintes características principais:

- Valor característico da tensão de cedência,  $f_{yk} = 275$  MPa;
- Valor da tensão última,  $f_{uk} = 430$  MPa;
- Valor de cálculo do módulo de elasticidade,  $E_s = 210$  GPa;
- Módulo de distorção,  $G = 81$  GPa;
- Coeficiente de Poisson,  $\nu = 0,3$ ;
- Coeficiente de dilatação térmica linear,  $\alpha = 12 \times 10^{-6}$  °C<sup>-1</sup>;
- Valor médio da massa volúmica,  $\gamma = 7700$  kg/m<sup>3</sup>.

As porcas e parafusos pertencem à classe C10.9, conforme especificado na NP EN 1993-1-8, e apresentam as seguintes características:

- Tensão de cedência,  $f_{yb} = 900$  N/mm<sup>2</sup>;
- Tensão de rotura à tração,  $f_{ub} = 1000$  N/mm<sup>2</sup>.

## 2.3 Ações

As estruturas do presente trabalho foram submetidas às solicitações apresentadas na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Ações consideradas

Tipos de Ação	Eurocódigo
Permanentes	NP EN 1991-1-1
Sobrecargas	NP EN 1991-1-1
Sismo	NP EN 1998-1
Vento	NP EN 1991-1-4

### 2.3.1 Cargas permanentes

As cargas permanentes são constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelo peso dos restantes elementos não estruturais, como as paredes divisórias, revestimentos e coberturas.

#### Edifício Principal

Na consideração do peso próprio do betão armado atribuiu-se um peso específico de 25 kN/m<sup>3</sup>.

Em relação ao peso próprio dos revestimentos, considerou-se que as lajes de piso iriam ser alvo de um carregamento distribuído de 1,50 kN/m<sup>2</sup> e a cobertura com 1,0 kN/m<sup>2</sup>, uma vez que se trata de uma cobertura não acessível constituída por chapas metálicas e que apenas irá ser aplicada uma tela impermeabilizante na superfície de betão armado.

Na definição do contributo das paredes divisórias, estas foram divididas em paredes exteriores e interiores, e que são compostas por alvenaria de tijolo furado. A primeira apresenta uma espessura de 0,30 m de espessura com um peso de 3,30 kN/m<sup>2</sup> e a segunda uma espessura de 0,15 m com um peso de 1,80 kN/m<sup>2</sup>.

A aplicação do contributo das paredes divisórias no modelo de cálculo automático varia conforme o posicionamento destas na arquitetura. Nesse sentido, foram aplicados carregamentos uniformemente distribuídos ao longo das vigas que suportam paredes e cujo valor é obtido através da equação (2.1):

$$Q = PP_{parede} \times k_a \times h \text{ [kN/m]} \quad (2.1)$$

Em que:

- $PP_{parede}$  Valor do peso da parede [kN/m<sup>2</sup>];
- $k_a$  Coeficiente que considera uma redução da área das paredes em função da existência de aberturas (0,60 – exteriores ou 0,80 – interiores);
- $h$  Altura da parede [m].

Quando existem paredes interiores sobre lajes, considera-se que o peso próprio da parede é aplicado na laje através de um carregamento distribuído com o valor calculado através da equação (2.2):

$$Q = 1,8 \times 0,80 \times k_d \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (2.2)$$

Em que:

$k_d$  Coeficiente de distribuição do carregamento linear por todo o pavimento. Toma o valor de 0,30.

### Rampa Mista e Cobertura Metálica

A estrutura principal da rampa será em betão armado, com as mesmas características que o Edifício Principal, sendo que a laje, também em betão, será apoiada em perfis metálicos HEB200. Na consideração do peso próprio do aço constituinte desta estrutura atribuiu-se um peso específico de 77 kN/m<sup>3</sup>.

A estrutura da cobertura será totalmente em aço, com as mesmas especificações que os perfis IPE, e as chapas metálicas e os revestimentos terão um peso específico de 0,12 kN/m<sup>2</sup>.

As fundações das duas estruturas serão constituídas pelo mesmo betão armado referido anteriormente.

### **2.3.2 Sobrecargas**

As sobrecargas a considerar numa estrutura são definidas de acordo com a ocupação dos edifícios. A utilização pelas pessoas, o mobiliário ou outros objetos móveis e a ocorrência de eventos raros previsíveis (como a concentração de pessoas ou mobiliário) são alguns dos fatores que foram ponderados na definição dos valores característicos das sobrecargas dispostos na secção 6 do EC1.

### Edifícios 2

A classificação de uma estrutura, tendo em conta a sua utilização, pode ser atribuída através do Quadro 6.1 do EC1 e os respetivos valores característicos das sobrecargas são definidos no Quadro NA - 6.2 do Anexo Nacional do EC1. Os valores característicos atribuídos aos edifícios 1 e 2 constam na Tabela 2.3:

**Tabela 2.3 - Categorias de utilização do edifício**

Utilização	Categoria	qk [kN/m <sup>2</sup> ]
Cobertura não acessível	H	0,4
Escadas	-	3
Salas de aula	C2	4
Restantes	B	3

### 2.3.3 Ação sísmica

No presente trabalho será aplicada a Parte 1 do EC8. Esta parte da norma define a ação sísmica e é aplicável ao projeto e construção de edifícios em regiões sísmicas com o propósito de, em caso de ocorrência de um sismo:

- Proteger as vidas humanas;
- Limitar os danos;
- Garantir que as estruturas importantes para a proteção civil se mantenham operacionais.

Nesse sentido, a norma afirma que as estruturas devem ser projetadas e construídas de forma a satisfazerem, com um grau adequado de fiabilidade, os seguintes requisitos:

- Requisito de não ocorrência de colapso: a estrutura deve resistir a uma ação sísmica de cálculo, conforme o disposto na secção 3 do EC8, sem colapso local ou global, mantendo a integridade estrutural e uma capacidade resistente depois da ocorrência do sismo;
- Requisito da limitação de danos: a estrutura deve resistir a uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja superior à ação sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e de limitações de utilização.

As fiabilidades visadas pelos anteriores requisitos são estabelecidas pelas autoridades nacionais para os diferentes tipos de edifícios ou de obras, em função das consequências do colapso, e diferenciam-se através da classificação das estruturas de acordo com o seu grau de importância.

De forma a satisfazer os requisitos referidos, devem ser verificados os Estados Limites Últimos, associados ao colapso ou a outras formas de rotura estrutural que coloquem em perigo a vida humana, e os Estados Limites de Utilização, associados aos danos para além dos quais determinados requisitos de utilização deixam de ser satisfeitos.

#### 2.3.3.1 Tipos de Ação Sísmica e Zonamentos Sísmicos

De acordo com a cláusula 2.3 do Anexo Nacional do EC8 (NA), no dimensionamento das estruturas em Portugal Continental devem ser considerados dois tipos de ação sísmica: a Ação Sísmica do Tipo 1, sismo afastado, resultante da sismicidade interplacas e cujo epicentro se localiza na região atlântica, e a Ação Sísmica do Tipo 2, sismo próximo que está associada à sismicidade intraplaca com um epicentro no território continental ou no arquipélago dos Açores.

O Anexo Nacional divide o território nacional por zonas sísmicas para que sejam associados valores de aceleração máxima de referência (Tabela 2.4) para as várias zonas do país, de acordo com o tipo de ação sísmica inerente, como se pode verificar na Figura 2.1.

Como referido anteriormente, as estruturas em estudo localizam-se em Lisboa que, como se observa na Figura 2.1, situa-se nas zonas sísmicas 1.3, para o estudo da Ação Sísmica do Tipo 1, e 2.3, para o estudo da Ação Sísmica do Tipo 2.

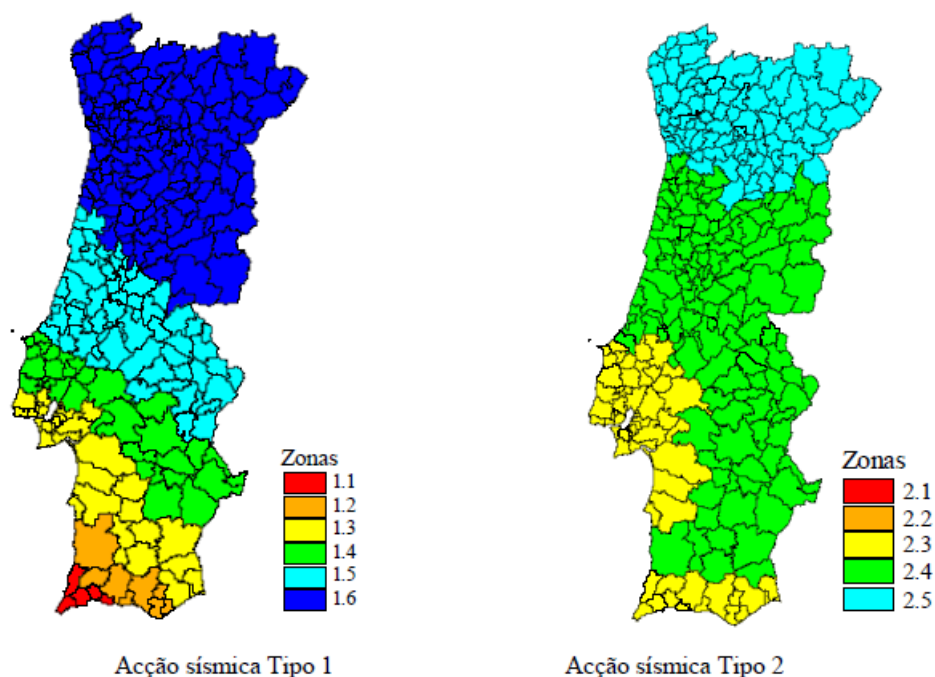


Figura 2.1- Zonamento Sísmico em Portugal Continental

Tabela 2.4 - Acelerações máximas de referência  $a_{gR}$

Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}$ [m/s <sup>2</sup> ]	Zona Sísmica	$a_{gR}$ [m/s <sup>2</sup> ]
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2	2.2	2
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

### 2.3.3.2 Tipo de terreno

No estudo da ação sísmica é também necessário conhecer as condições geotécnicas do local da implantação da obra para a classificação do terreno de acordo com cl. 3.1.2 do EC8. Para esse efeito, é fundamental a realização de prospeções geotécnicas que quantifiquem a velocidade média das ondas ( $v_{s,30}$ ), o número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica ( $N_{SPT}$ ) e a resistência ao corte não drenada do solo ( $c_u$ ) de modo a definir o tipo de terreno de acordo com os perfis estratigráficos preconizados no EC8.

No presente trabalho, adotou-se um terreno do tipo C que, de acordo com o Quadro 3.1 do EC8, apresenta a seguinte descrição: “Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros”.

### 2.3.3.3 Classe de importância

Os edifícios são classificados em 4 classes de importância em função das consequências do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para segurança pública e para a proteção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e económicas do colapso.

A cl. 4.2.5 do EC8 preconiza as classes de importância apresentadas na Tabela 2.5 e a cada classe de importância é atribuído um coeficiente de importância,  $\gamma_I$ , definido no Quadro NA.II do Anexo Nacional, de acordo com o tipo de ação sísmica.

**Tabela 2.5 - Classes de importância para os edifícios**

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

Uma vez que as estruturas em estudo pertencem a um edifício académico, é lhes atribuídas uma classe de importância III. Nesse sentido, os coeficientes de importância associados encontram-se representados na Tabela 2.6.

**Tabela 2.6 - Coeficientes de importância**

Classe de Importância	Ação Sísmica Tipo I	Ação Sísmica Tipo II	
		Continente	Açores
III	1,45	1,25	1,15

Definidos os coeficientes de importância e as acelerações máximas à superfície, calculou-se a aceleração à superfície para os dois tipos de Ação Sísmica, de acordo com:

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR} \quad (2.3)$$

Em que:

- $a_g$  Valor de cálculo da aceleração à superfície;
- $\gamma_I$  Coeficiente de importância;
- $a_{gR}$  Valor de referência da aceleração máxima.

Desta forma, para um terreno tipo C, obtiveram-se valores de cálculo da aceleração à superfície, de 2,175 m/s<sup>2</sup>, para a ação sísmica Tipo 1, e de 2,125 m/s<sup>2</sup> para a ação sísmica Tipo 2.

### 2.3.3.4 Coeficiente do solo

O valor do coeficiente do solo (S) é calculado de acordo com as seguintes condições:

$$\begin{aligned}
 S &= S_{\max} && ; a_g < 1 \text{ m/s}^2 \\
 S &= S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3} \times (a_g - 1) && ; 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \\
 S &= 1 && ; a_g > 4 \text{ m/s}^2
 \end{aligned}
 \tag{2.4}$$

Este coeficiente é utilizado na definição dos espectros de resposta elásticos e os parâmetros inerentes ao seu cálculo variam consoante o tipo de terreno e o tipo de ação sísmica. Os referidos parâmetros encontram-se nos Quadros NA-3.2, para a ação sísmica Tipo 1, e NA-3.3, para a ação sísmica Tipo 2.

Tendo em consideração os valores de cálculo da aceleração à superfície, o tipo de terreno e a informação dos quadros referidos anteriormente, aplicou-se (2.4) e obtiveram-se os resultados da Tabela 2.7:

**Tabela 2.7 - Parâmetros para definição das ações sísmicas**

Ação Sísmica	Tipo de Terreno	S <sub>max</sub>	S	T <sub>B</sub> (S)	T <sub>C</sub> (S)	T <sub>D</sub> (S)
Tipo 1	C	1,60	1,365	0,1	0,6	2,0
Tipo 2	C	1,60	1,375	0,1	0,25	2,0

Na tabela acima, os valores de T<sub>B</sub>(S), T<sub>C</sub>(S) e T<sub>D</sub>(S) não foram utilizados na aplicação de (2.4) pois serão aplicados posteriormente na definição da ação sísmica.

### 2.3.3.5 Componente horizontal da ação sísmica

A componente horizontal da ação sísmica é obtida através do espectro de cálculo, S<sub>d</sub>(T), resultante da redução de um espectro de resposta relativo à resposta elástica. A redução é efetuada através da introdução do coeficiente de comportamento, q, que traduz uma redução das forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimentos viscoso. O cálculo deste coeficiente será abordado no capítulo seguinte, pelo que no corrente será apenas apresentado o seu valor através da Tabela 2.8:

**Tabela 2.8 - Coeficientes de comportamento das estruturas de betão armado**

Edifício	Coeficiente de Comportamento
Principal	3,9
Rampa	3,9
Cobertura	4

De acordo com a cl.3.2.2.5 do EC8, o espectro de cálculo é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.6)$$

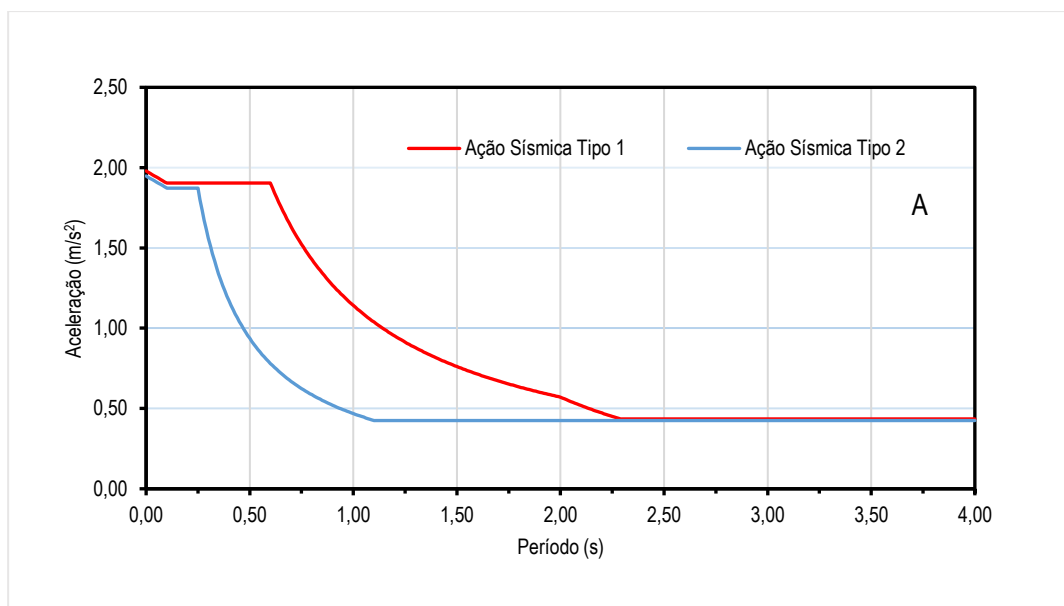
$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.7)$$

$$T_D \leq T \leq 4 : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.8)$$

Em que:

- $T$  Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
- $a_g$  Valor de cálculo da aceleração à superfície;
- $\gamma_1$  Coeficiente de importância;
- $T_B$  Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- $T_C$  Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- $T_D$  Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
- $S$  Coeficiente de Solo;
- $q$  Coeficiente de comportamento;
- $\beta$  Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal. (Toma o valor recomendado de 0,2)

De seguida, são apresentadas as componentes horizontais dos espectros de cálculo de cada edifício em estudo para cada tipo de ação sísmica.



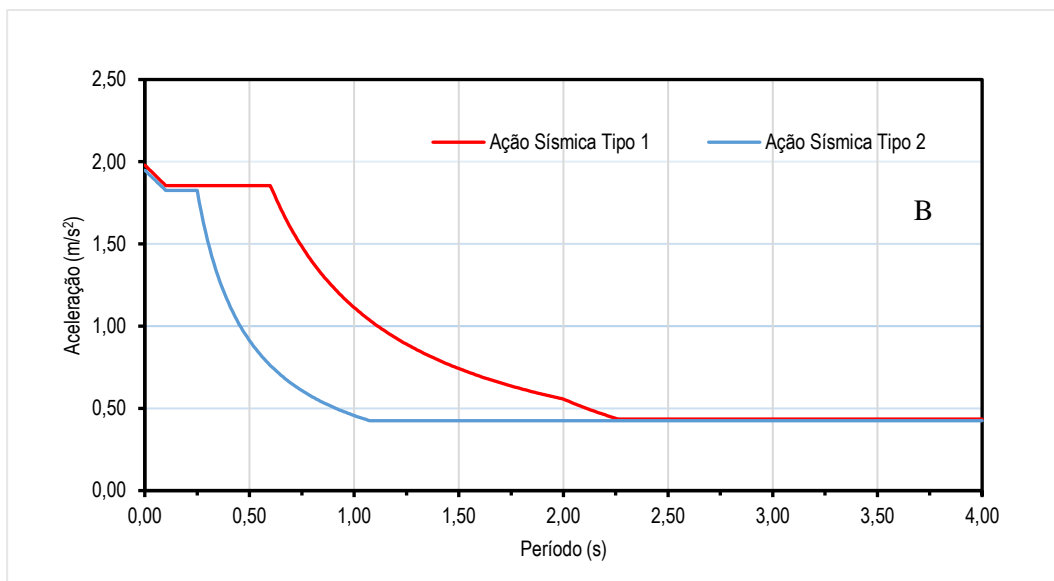


Figura 2.2 - Espectro de resposta de cálculo no Edifício 2 e rampa (A) e na cobertura metálica (B)

Como se pode constatar os espectros de resposta de cálculo A e B são bastante semelhantes pois os seus coeficientes de comportamento são quase iguais. Os efeitos irão diferir devido aos coeficientes de amortecimento ( $\zeta$ ), sendo que na estrutura de betão armado se toma o valor de 5% e na estrutura metálica 2%.

### 2.3.4 Ação do vento

A ação do vento nas construções é exercida sob a forma de pressões que atuam perpendicularmente às superfícies. Esta ação depende da velocidade do vento, da forma das construções e das características dinâmicas da estrutura. Por sua vez, a velocidade depende da localização geográfica da estrutura, da altura da estrutura acima do solo e da rugosidade do terreno.

Trata-se de uma ação dinâmica, mas é quantificada através de forças estáticas equivalentes, conforme prevê o EC1. Estas forças podem ser: exteriores, interiores ou de atrito.

A cobertura tem uma altura de 6,86 m e encontra-se rodeada por 3 blocos estruturais como se verifica na Figura 1.1.

O Edifício 1 tem uma altura de 4,70 m e a Rampa e o Edifício 2, uma altura superior a 9 m. Assim, é possível constatar que na direção X, a ação do vento é mais gravosa quando atinge a cobertura vindo do lado do Edifício 1, uma vez que do lado contrário, o Edifício 2 protege a cobertura da ação do vento. Na direção Y, a ação do vento é mais desfavorável quando se desloca no sentido Sul-Norte, pois a Rampa ampara a ação do vento no sentido contrário.

Pelos motivos apresentados, optou-se por estudar a ação do vento em 2 sentidos. Na direção X, o vento será estudado no sentido Oeste-Este, e na direção Y, no sentido Sul-Norte.

### 2.3.4.1 Zonamento do território

A variável básica mais importante para a quantificação da ação do vento é a sua velocidade. Para efeitos de quantificação do valor básico da velocidade de referência do vento,  $v_{b,0}$ , o Quadro NA.I do EC1-Parte 4 divide o país em 2 zonas:

- Zona A – A generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B;
- Zona B – Os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m.

Os valores a serem considerados para cada zona do país são os seguintes:

Tabela 2.9 - Valor básico da velocidade de referência do vento

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

Considerou-se que a estrutura em estudo se encontra na zona A.

### 2.3.4.2 Rugosidade aerodinâmica do terreno

O coeficiente de rugosidade  $c_r(z)$  tem em consideração a variabilidade da velocidade média em função:

- Altura acima do nível do solo;
- Rugosidade do terreno a barlavento da construção, na direção do vento considerada.

A variação da velocidade do vento com a altura varia conforme a presença de obstáculos que afetam o escoamento do ar. Nesse sentido, o EC1 estabelece 5 categorias de terreno que definem o comprimento de rugosidade,  $z_0$ , e a altura mínima,  $z_{min}$ , a considerar. Estas categorias são apresentadas na Tabela 2.10:

Tabela 2.10 - Categorias e parâmetros do terreno

Categoria	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
0 - Mar ou zona costeira exposta aos ventos de mar	0,003	1
I - Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação negligenciável e livre de obstáculos	0,01	1
II - Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	2
III - Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (ex: aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	5
IV - Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1	10

O coeficiente de rugosidade, segundo a cl.4.3.2, é calculado do seguinte modo:

$$\begin{cases} c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ c_r(z) = c_r(z_{\min}), z \leq z_{\min} \end{cases} \quad (2.9)$$

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (2.10)$$

Em que:

- $k_r$  Coeficiente de terreno;
- $z$  Altura da estrutura acima do solo;
- $z_0$  Comprimento de rugosidade;
- $z_{\min}$  Altura mínima;
- $z_{\max}$  Altura máxima (200 m);
- $z_{0,II}$  Comprimento de rugosidade de um terreno de categoria II (0,05)

A categoria adotada no presente trabalho foi a III. Uma vez que a cobertura metálica apresenta uma altura de 6,86 m e tendo em consideração a categoria do terreno, obtiveram-se os seguintes resultados:

**Tabela 2.11 - Coeficiente de rugosidade**

$z$ [m]	$z_0$ [m]	$k_r$	$z_{\min}$ [m]	$c_r(z)$
6,86	0,3	0,2154	5	0,674

### 2.3.4.3 Orografia

A orografia foi desprezada pois a cl.4.3.3(2) do EC3-Parte 4 preconiza que os seus efeitos podem ser desprezados quando o declive médio do terreno a barlavento é inferior a 3°, o que se verifica no presente projeto. Assim, assume-se o coeficiente de orografia,  $c_o(z)$ , como valor unitário.

### 2.3.4.4 Velocidade do vento e pressão dinâmica de pico

A velocidade do vento e a pressão dinâmica compreendem uma componente média e uma componente flutuante.

A velocidade média do vento,  $v_m$ , deve ser determinada a partir do valor de referência da velocidade do vento,  $v_b$ , e são calculados do seguinte modo:

$$v_m = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (2.11)$$

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (2.12)$$

Em que:

- $c_r(z)$  Coeficiente de rugosidade;

$c_0(z)$	Coefficiente de orografia;
$c_{dir}$	Coefficiente de direção. O Anexo Nacional recomenda o valor de 1;
$c_{season}$	Coefficiente de sazão. O Anexo Nacional recomenda o valor de 1;
$v_{b,0}$	Valor básico de referência do vento.

Da aplicação das fórmulas (2.11) e (2.12), os resultados foram:

**Tabela 2.12 - Velocidade média do vento**

$v_{b,0}$ [m/s]	$v_b$ [m/s]	$c_r(z)$	$v_m$ [m/s]
27	27	0,674	18,20

A componente flutuante do vento é caracterizada pela intensidade de turbulência,  $I_v(z)$ , que, segundo cl.4.4 do EC3-Parte 4, é calculada do seguinte modo:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (2.13)$$

Em que:

$k_I$  Coeficiente de turbulência. O valor recomendado é 1.

Tendo em consideração os parâmetros calculados anteriormente, o valor da intensidade de turbulência é de 0,0549.

Por fim, é calculada a pressão dinâmica de pico,  $q_p(z)$ . De acordo a cl.4.5 do EC3-Parte 4, esta é calculada através da seguinte expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 \quad (2.14)$$

Em que:

$I_v(z)$	Intensidade de turbulência;
$\rho$	Massa volúmica do ar. O valor recomendado é 1,25 kg/m <sup>3</sup> ,
$v_m$	Velocidade média do vento.

Tendo em consideração os parâmetros calculados anteriormente, o valor da pressão dinâmica de pico é de 0,287 kN/m<sup>2</sup>.

### 2.3.4.5 Coeficiente estrutural

O coeficiente estrutural,  $c_s c_d$ , é o parâmetro que tem consideração o efeito da não simultaneidade das pressões de pico sobre a superfície ( $c_s$ ) em conjunto com o efeito das vibrações da estrutura devidas à turbulência ( $c_d$ ). A cl.6.2 apresenta os procedimentos de determinação deste coeficiente, que são:

- Para edifícios de altura inferior a 15 m, o valor de  $c_s c_d$  poderá ser considerado igual a 1;
- Para elementos de fachada e de cobertura cuja frequência própria seja superior a 5 Hz, o valor de  $c_s c_d$  pode ser considerado igual a 1;

- c) Para edifícios de estrutura porticada que contenham paredes resistentes e cuja altura seja inferior a 100 m e a 4 vezes a dimensão do edifício na direção do vento, o valor de  $c_s c_d$  poderá ser considerado igual a 1;
- d) Para chaminés de secções transversais circulares e com uma altura inferior a 60 m e a 6,5 vezes o seu diâmetro, o valor de  $c_s c_d$  poderá ser considerado igual a 1;
- e) Em alternativa, para os casos acima referidos, pode ser utilizada a expressão (2.15);
- f) Para outras obras de engenharia (pontes não incluídas), chaminés ou edifícios não abrangidos pelos limites c) e d),  $c_s c_d$  deverá ser determinado através da expressão (2.15) ou através do Anexo D do EC3-Parte 4.

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad (2.15)$$

Em que:

- $I_v$  Intensidade de turbulência;
- $k_p$  Fator de pico, definido como o quociente entre o valor máximo da parte flutuante da resposta e o desvio padrão desta;
- $z_s$  Altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural;
- $B^2$  Coeficiente de resposta quase-estática, que tem em conta a falta de total correlação das pressões sobre a superfície da construção;
- $R^2$  Coeficiente de resposta em ressonância, que tem em conta o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração.

Como referido anteriormente, a altura máxima da estrutura é de 6,86 m, logo, tendo em consideração os tópicos referidos anteriormente, o valor de  $c_s c_d$  toma o valor de 1.

### 2.3.4.6 Coeficientes de pressão e de força

Para quantificar as forças do vento, é necessário multiplicar as pressões de pico pelos coeficientes de forma. Estes dividem-se em 2 grupos: coeficientes de força e coeficientes de pressão. Por sua vez, estes últimos dividem-se em coeficientes de pressão exterior e interior.

A principal diferença entre coeficientes de força e de pressão é que os primeiros já incluem todos os efeitos relevantes, incluindo as forças de atrito.

#### 2.3.4.6.1 Coeficientes de pressão para edifícios

Os coeficientes de pressão exterior  $c_{pe}$  aplicáveis a edifícios e a partes de edifícios dependem das dimensões da superfície carregada  $A$ , sendo esta a área de construção de que resulta a ação do vento na secção a ser calculada. Estes coeficientes, definidos na secção 7 do EC3-parte 4, são fornecidos para superfícies carregadas com áreas  $A$  de 1 m<sup>2</sup> ( $c_{pe,1}$ ) e de 10 m<sup>2</sup> ( $c_{pe,10}$ ).

Os valores de  $c_{pe,1}$  (coeficientes locais) destinam-se ao cálculo de elementos de pequena dimensão e de ligações com uma área igual ou inferior a 1 m<sup>2</sup> e os valores de  $c_{pe,10}$  (coeficientes globais) destinam-se ao cálculo da estrutura resistente global de edifícios. Para superfícies carregadas com áreas entre 1m<sup>2</sup> e 10m<sup>2</sup>, o procedimento de cálculo de coeficiente de pressões é o indicado na Figura 2.3:

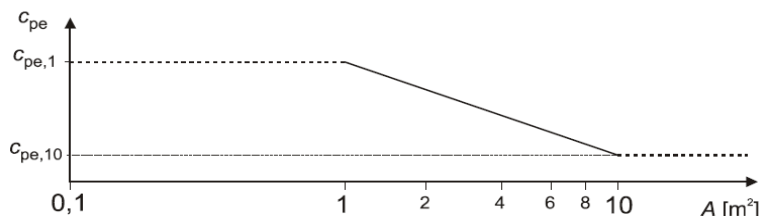


Figura 2.3 - Procedimento recomendado para a determinação do coeficiente de pressão exterior em edifícios

A Figura 2.3 baseia-se na seguinte expressão:

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \cdot \log_{10} A \quad (2.16)$$

## Paredes

A estrutura em estudo apresenta revestimentos no seu perímetro. Apesar de serem elementos com áreas reduzidas, o seu estudo foi efetuado. Para o estudo da ação do vento nestes elementos verticais, recorreu-se à cl.7.2.2 do EC3-Parte 4.

A Figura 2.4 demonstra as zonas dos alçados considerados:

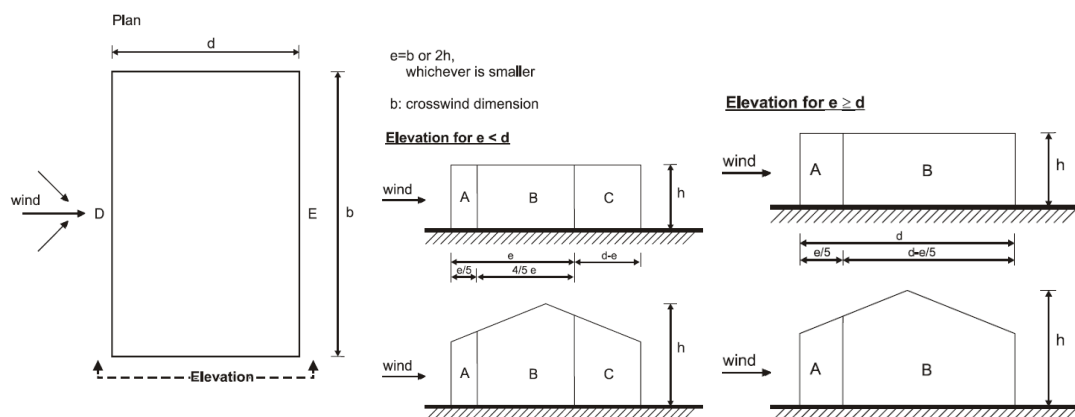


Figura 2.4 - Zonas em paredes verticais

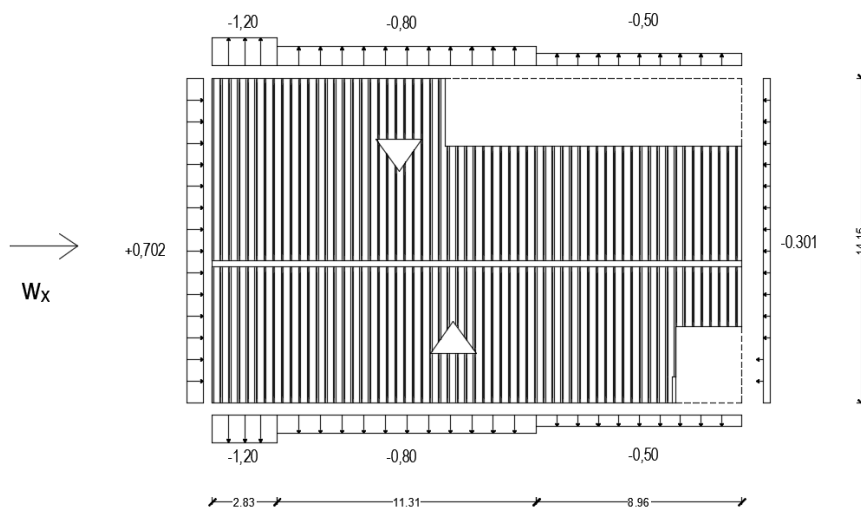
A zona D corresponde à parede de barlavento, a zona E à parede de sotavento e as zonas A, B e C, correspondem às paredes laterais.

Os valores dos coeficientes de pressão para paredes verticais exteriores são apresentados na seguinte tabela:

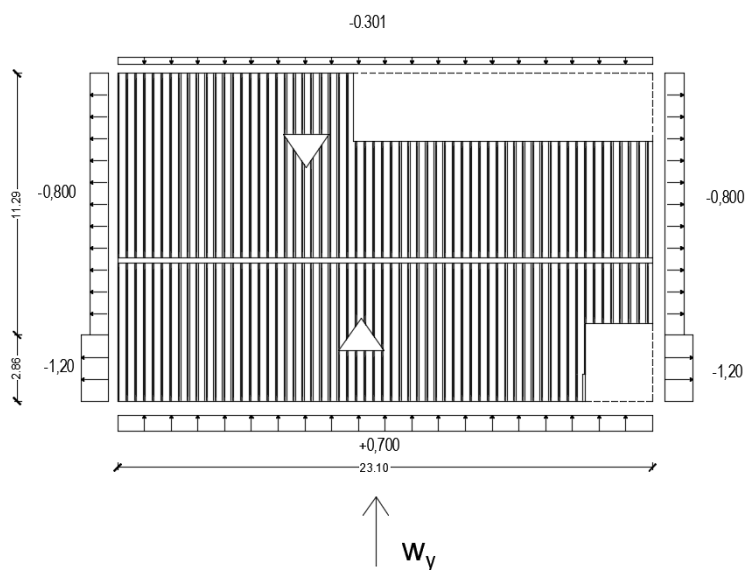
**Tabela 2.13 - Valores dos coeficientes de pressão exteriores para paredes verticais de edifícios de planta retangular (Quadro 7.1 da NP EN 1991-1-4 2010)**

Zona	A		B		C		D		E	
$h/d$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Na Figura 2.5 e Figura 2.6 são representados os coeficientes de pressão exteriores obtidos, em planta:



**Figura 2.5 - Coeficientes de pressão exteriores nas paredes, para  $W_x$**



**Figura 2.6 - Coeficientes de pressão exteriores nas paredes, para  $W_y$**

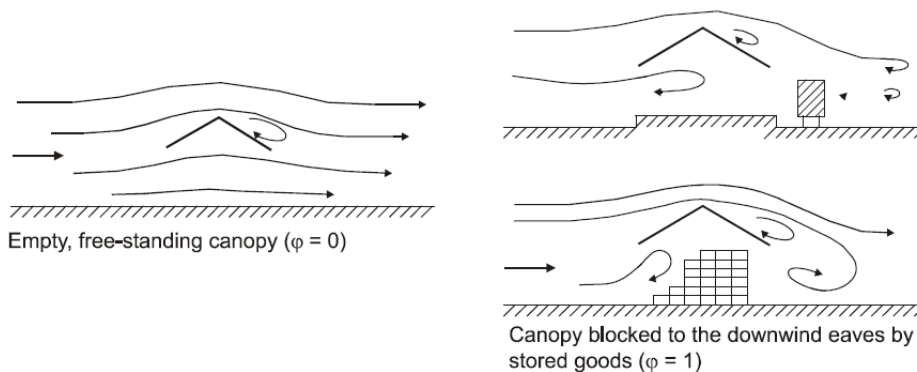
### Cobertura isolada de duas vertentes

Segundo o EC1 - Parte 4, uma cobertura isolada é definida como uma cobertura de uma construção sem paredes permanentes e cujos coeficientes de pressão são apresentados na tabela seguinte:

**Tabela 2.14 - Valores dos coeficientes de pressão exteriores para coberturas isoladas de duas vertentes (Quadro 7.7 da NP EN 1991-1-4 2010)**

			Coeficientes de pressão resultante $c_{p,net}$			
			Key plan			
Inclinação da cobertura $\alpha [^\circ]$	Obstrução $\varphi$	Coeficiente de força global $c_f$	Zona A	Zona B	Zona C	Zona D
- 20	Máximo, qualquer $\varphi$	+ 0,7	+ 0,8	+ 1,6	+ 0,6	+ 1,7
	Mínimo, $\varphi = 0$	- 0,7	- 0,9	- 1,3	- 1,6	- 0,6
	Mínimo, $\varphi = 1$	- 1,3	- 1,5	- 2,4	- 2,4	- 0,6
- 15	Máximo, qualquer $\varphi$	+ 0,5	+ 0,6	+ 1,5	+ 0,7	+ 1,4
	Mínimo, $\varphi = 0$	- 0,6	- 0,8	- 1,3	- 1,6	- 0,6
	Mínimo, $\varphi = 1$	- 1,4	- 1,6	- 2,7	- 2,6	- 0,6
- 10	Máximo, qualquer $\varphi$	+ 0,4	+ 0,6	+ 1,4	+ 0,8	+ 1,1
	Mínimo, $\varphi = 0$	- 0,6	- 0,8	- 1,3	- 1,5	- 0,6
	Mínimo, $\varphi = 1$	- 1,4	- 1,6	- 2,7	- 2,6	- 0,6
- 5	Máximo, qualquer $\varphi$	+ 0,3	+ 0,5	+ 1,5	+ 0,8	+ 0,8
	Mínimo, $\varphi = 0$	- 0,5	- 0,7	- 1,3	- 1,6	- 0,6
	Mínimo, $\varphi = 1$	- 1,3	- 1,5	- 2,4	- 2,4	- 0,6

Segundo a cl.7.3(2), o grau de obstrução sob uma cobertura isolada, como se observa na Figura, depende da obstrução  $\varphi$ , que é definido pelo quociente entre a área dos eventuais obstáculos sob a cobertura e a área da secção transversal sob a cobertura.



**Legenda:**

Empty, free-standing canopy ( $\varphi = 0$ )

Cobertura isolada vazia ( $\varphi = 0$ )

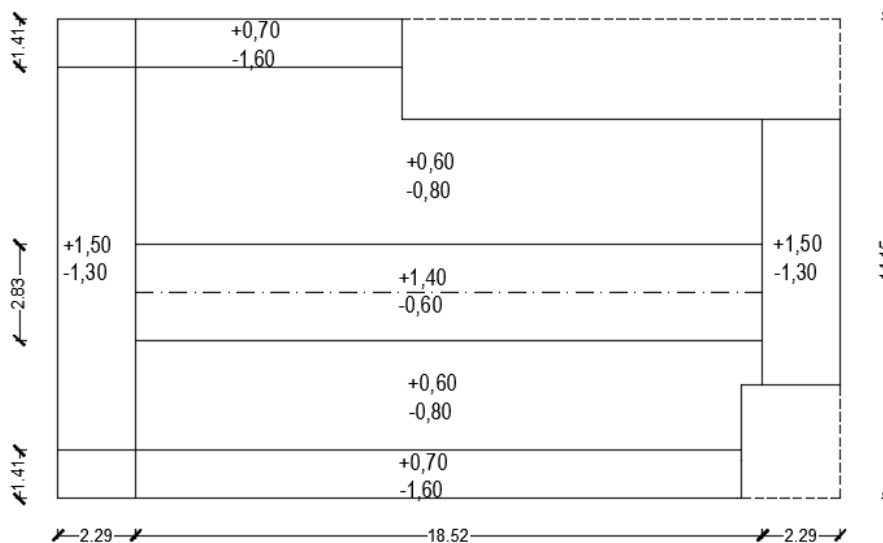
Canopy blocked to the downwind eaves by stored goods ( $\varphi = 1$ )

Cobertura isolada obstruída, no lado de sotavento, por mercadorias armazenadas ( $\varphi = 1$ )

**Figura 2.7 - Escoamento do ar em torno de coberturas isoladas**

No presente trabalho, a cobertura em estudo não apresenta qualquer tipo de obstrução. Deste modo, o valor de  $\varphi$  considerado foi de 0.

Os coeficientes de pressão obtidos encontram-se representados na figura seguinte:



**Figura 2.8 - Coeficientes de pressão exterior em coberturas isoladas de 2 vertentes**

Os valores apresentados têm em consideração o efeito conjunto do vento atuando sobre as superfícies superior e inferior da cobertura isolada e em qualquer direção.

**Elementos estruturais de secção retangular**

O coeficiente de força  $c_f$  para elementos estruturais secção retangular, com a ação do vento a incidir perpendicularmente numa face, deverá ser calculado através da seguinte expressão:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \Psi_r \cdot \Psi_\lambda \tag{2.17}$$

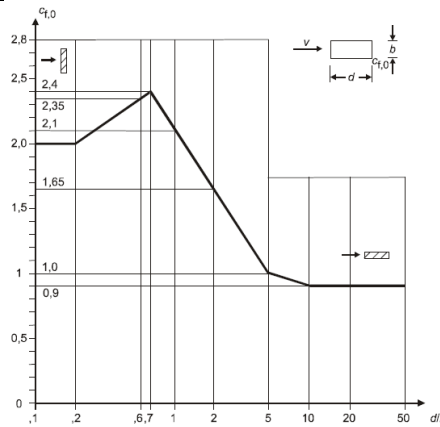
Em que:

- $c_{f,0}$  Coeficiente de força para elementos de secção retangular com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades;
- $\Psi_r$  Coeficiente de redução para secções quadradas com cantos arredondados;
- $\Psi_\lambda$  Coeficiente de efeitos de extremidade para elementos cujas extremidades sejam livremente contornadas pelo vento.

Os pilares da presente estrutura são constituídos por uma secção quadrada vazada de 0,20x0,20 m com cantos arredondados e uma espessura de 6,4 mm. O valor de  $c_{f,0}$  foi calculado com recurso à Figura 2.9 e os resultados obtidos foram os que se apresentam na Tabela 2.15:

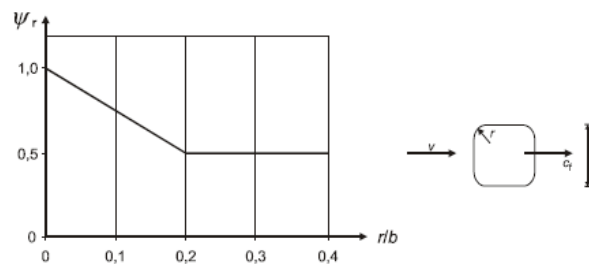
**Tabela 2.15 - Coeficiente de força  $c_{f,0}$**

d [m]	b [m]	d/b	$c_{f,0}$
0,2	0,2	1	2,1



**Figura 2.9 - Coeficiente de força  $c_{f,0}$  para secções retangulares**

O cálculo de  $\Psi_r$  foi baseado na Figura 2.10:



**Figura 2.10 - Coeficiente de redução  $\Psi_r$  para uma secção transversal quadrada com cantos arredondados**

Os resultados obtidos foram:

**Tabela 2.16 - Cálculo do coeficiente  $\Psi_r$**

r [m]	r/b	$\Psi_r$
0,016	0,08	0,8

O cálculo de  $\Psi_\lambda$  foi baseado na situação 4 da Tabela 2.17. e na Figura 2.11.

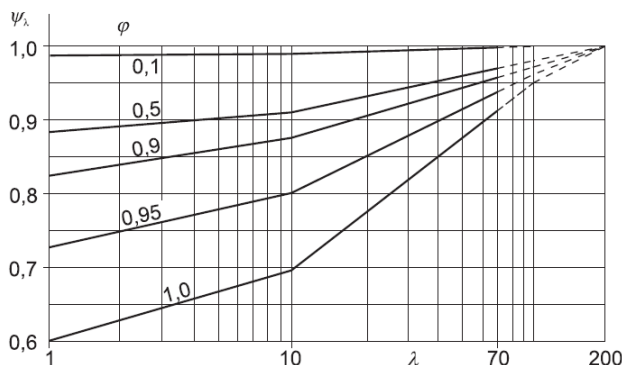


Figura 2.11 - Valores indicativos do coeficiente de efeitos de extremidade  $\Psi_\lambda$

Tabela 2.17 - Valores de  $\lambda$  recomendados para cilindros, elementos com secção poligonal, perfis com arestas vivas e estruturas treliçadas (Quadro 7.16 da NP EN 1991-1-4 2010)

N.º	Posição da estrutura, vento perpendicular ao plano da figura	Esbelteza efectiva $\lambda$
1		<p>Para elementos com secção poligonal, perfis com arestas vivas e estruturas treliçadas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- para <math>\ell \geq 50</math> m, o menor dos valores <math>\lambda=1,4\ell/b</math> ou <math>\lambda=70</math>;</li> <li>- para <math>\ell &lt; 15</math> m, o menor dos valores <math>\lambda=2\ell/b</math> ou <math>\lambda=70</math>.</li> </ul>
2		<p>Para cilindros de base circular:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- para <math>\ell \geq 50</math> m, o menor dos valores <math>\lambda=0,7\ell/b</math> ou <math>\lambda=70</math>;</li> <li>- para <math>\ell &lt; 15</math> m, o menor dos valores <math>\lambda=\ell/b</math> ou <math>\lambda=70</math>.</li> </ul>
3		<p>Para valores intermédios de <math>\ell</math>, deverá ser efectuada uma interpolação linear.</p>
4		<p>Para <math>\ell \geq 50</math> m, o maior dos valores <math>\lambda=0,7\ell/b</math> ou <math>\lambda=70</math>;</p> <p>para <math>\ell &lt; 15</math> m, o maior dos valores <math>\lambda=\ell/b</math> ou <math>\lambda=70</math>.</p> <p>Para valores intermédios de <math>\ell</math>, deverá ser efectuada uma interpolação linear.</p>

O valor do índice de cheios,  $\varphi$ , é calculado através da expressão:

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (2.18)$$

Em que:

- A Soma das áreas projetadas dos elementos;
- $A_c$  Área limitada pelo contorno exterior;

Uma vez que os pilares em estudo não têm vazios,  $\varphi$  toma o valor unitário e, de acordo com o descrito na situação 4 da Tabela 2.17,  $\lambda$  toma o valor de 70, pois o quociente de  $l/b$  é 29.

Com recurso à Figura 2.11, conclui-se que  $\Psi_\lambda$  é igual a 0,92.

Por fim, aplicando a expressão (2.17), obtém-se um valor de  $c_f$  de 1,546.

## 2.4 Combinação de ações

As combinações de ações consideradas na análise das estruturas são as dispostas no EC0, definidas por:

- Estados Limites Últimos
  - Combinação de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (2.19)$$

- Combinação de ações para situações de projeto sísmicas:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (2.20)$$

- Estados Limite de Utilização:
  - Combinação Quase-Permanente:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (2.21)$$

- Combinação Característica:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (2.22)$$

Em que:

- $\gamma_{G,j}$  Coeficiente parcial relativo à ação permanente j;
- $G_{k,j}$  Valor característico da ação permanente j;
- $\gamma_{Q,1}$  Coeficiente parcial relativo à ação variável base;
- $Q_{k,1}$  Valor característico da ação variável base;
- $\gamma_{Q,i}$  Coeficiente parcial relativo à ação variável i;
- $Q_{k,i}$  Valor característico da ação variável i;
- $A_{Ed}$  Valor de cálculo de uma ação sísmica;
- $\Psi_0$  Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;

$\Psi_2$  Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável.

Nas combinações de ações os valores considerados para as sobrecargas são reduzidos pelos fatores multiplicativos que são apresentados na tabela seguinte, consoante o tipo de combinação:

**Tabela 2.18 - Fatores multiplicativos para sobrecargas**

Utilização	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Cobertura não acessível	0	0	0
Escadas	0,7	0,5	0,3
Salas de aula	0,7	0,7	0,6
Restantes	0,7	0,5	0,3
Vento	0,6	0,50	0

### 3. Pré-dimensionamento

A fase inicial de um projeto de estruturas consiste na análise das plantas e alçados do projeto de arquitetura de modo a que sejam tomadas as melhores soluções estruturais sem comprometer as opções arquitetónicas. Após a definição da posição de todos os elementos estruturais, procedeu-se ao pré-dimensionamento dos mesmos para que seja possível ter um ponto de partida na definição das respetivas seções.

Nos próximos subcapítulos serão apresentadas as metodologias aplicadas no pré-dimensionamento dos vários elementos das estruturas de betão em estudo.

#### 3.1 Estruturas de betão armado

##### 3.1.1 Lajes

No pré-dimensionamento das lajes correntes, a expressão utilizada foi a seguinte:

$$d \geq \frac{L}{K \times \frac{500}{f_{yk}}} \quad (3.1)$$

Em que:

- d      Espessura da laje [m];
- L      Valor do menor vão [m];
- K      Constante do quadro 7.4N do EC2;
- $f_{yk}$     Tensão característica de cedência à tração do aço [MPa].

Esta equação possibilita o cálculo da espessura mínima de uma laje que confira rigidez de piso e que apresente um bom comportamento em relação à deformação.

Numa perspetiva mais desfavorável, considerou-se o painel com maior área, cujo menor vão é de 7,15 m. Uma vez que este apresenta um sistema estrutural encastrado-apoiado e considerando  $\rho=0,5\%$ , assumiu-se  $K=26$ , e obteve-se uma espessura de 0,25 m.

A equação (3.1) também foi utilizada no pré-dimensionamento das lajes de escada existentes no edifício principal e na laje da rampa de acesso. O sistema estrutural em ambos os casos é uma viga simplesmente apoiada e, por esse motivo, adotou-se  $K=20$ . No lanço de escada resultou numa espessura de 0,21 m e na rampa 0,10 m.

##### 3.1.2 Vigas

Uma vez que a arquitetura impõe uma orientação e organização de pilares, as vigas, numa fase inicial, vão estar condicionadas na sua largura. O pré-dimensionamento das alturas das vigas é realizado

de acordo com a extensão do vão que se pretende vencer. Recorrendo à expressão seguinte é possível obter uma estimativa do valor pretendido:

$$h \geq \frac{L}{10 \text{ a } 12} \quad (3.2)$$

Em que:

L Comprimento do vão a vencer [m]

O EC8 preconiza na cl. 5.4.1.2.1(2) que a distância entre os eixos dos centros de gravidade dos dois elementos deve ser limitada a menos de  $b_c/4$ , em que  $b_c$  é a maior dimensão da secção transversal do pilar perpendicular ao eixo longitudinal da viga. Com esta cláusula, pretende-se garantir uma transmissão eficaz dos momentos cíclicos de uma viga sísmica primária para o pilar.

Da aplicação da equação anterior, e atendendo à cláusula referida, resultaram as seguintes secções:

**Tabela 3.1 - Pré-dimensionamento de vigas de betão armado**

Edifício Principal	Rampa
0,20×0,50	0,20×0,60
0,25×0,50	
0,25×0,60	
0,25×0,75	
0,30×0,40	
0,30×0,50	
0,30×0,60	
0,30×0,95	
0,35×0,50	
0,35×0,60	

### 3.1.3 Pilares

Uma vez definidas as características geométricas das vigas e lajes, é possível estimar o carregamento a que cada pilar estará sujeito. Tendo conhecimento das cargas permanentes (peso próprio das vigas, lajes), das restantes cargas permanentes (peso das paredes exteriores, interiores, cobertura e revestimentos) e das sobrecargas preconizadas no EC1, estimaram-se as dimensões dos pilares através de um método simplificado baseado na distribuição dos esforços através das áreas de influência de cada pilar. Estas últimas possibilitam uma previsão do esforço axial reduzido,  $\nu$ , a que cada pilar está sujeito através da equação (3.3) e que deve respeitar a cl.5.1.2 do EC8:

$$\nu = \frac{N}{A_c \times f_{cd}} ; 0,10 \leq \nu \leq 0,65 \quad (3.3)$$

Em que:

N Esforço axial [kN];  
 $A_c$  Área da secção do pilar [m<sup>2</sup>];  
 $f_{cd}$  Tensão de cálculo da rotura à compressão do betão [kPa].

### 3.1.4 Sapatas

A solução adotada para os elementos de fundação foi de sapatas isoladas interligadas entre si por vigas de fundação, como se pode observar na Figura 3.1.

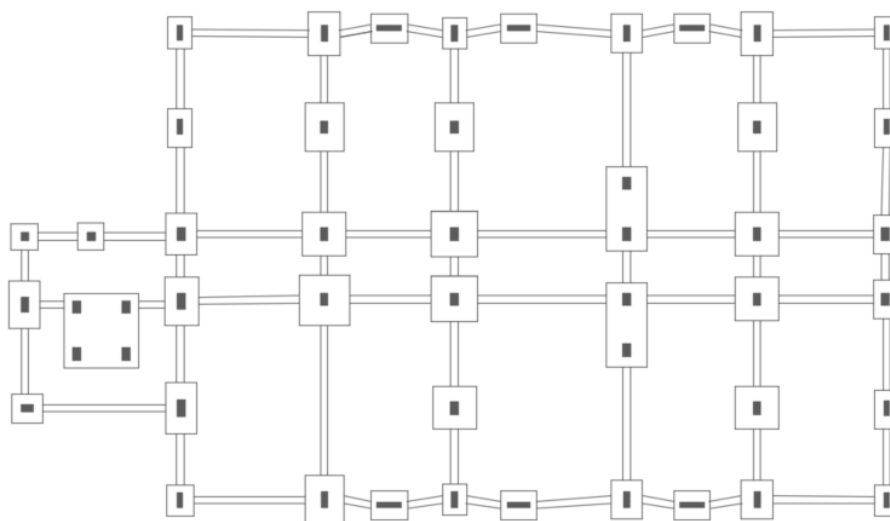


Figura 3.1 - Configuração de sapatas

No pré-dimensionamento das sapatas recorreu-se a um processo iterativo, em que foram arbitradas dimensões das sapatas, de modo a obter uma tensão capaz de garantir a segurança dos elementos estruturais. O objetivo deste processo é otimizar a capacidade resistente do elemento sem sobredimensionar o mesmo e sem que este provoque uma tensão no solo superior à admissível, que se considerou 400 kPa, com base nas características do solo de fundação.

Neste sentido, a expressão adotada no dimensionamento das fundações foi:

$$A_{min} \geq \frac{N_{\text{pilar/Parede}}}{\sigma_{adm}} \quad (3.4)$$

Em que:

- N Esforço axial do elemento vertical [kN];
- $A_{min}$  Área mínima da sapata [m<sup>2</sup>];
- $\sigma_{adm}$  Tensão admissível do solo [kPa].

### 3.2 Estruturas metálicas

Neste capítulo serão apenas alvo de estudo um elemento de cada tipo de secção transversal existente na Rampa e na Cobertura metálica. Uma vez que a ação do sismo e do vento não se apresentaram como as mais prejudiciais, o critério adotado no pré-dimensionamento destes elementos foi a resistência dos elementos à compressão em relação ao seu comprimento de encurvadura.

Os elementos em betão existentes nestas estruturas foram dimensionados de acordo com os critérios referidos no capítulo anterior.

### 3.2.1 Rampa

Na Figura 3.2 são apresentadas todas as vigas metálicas existentes na Rampa.

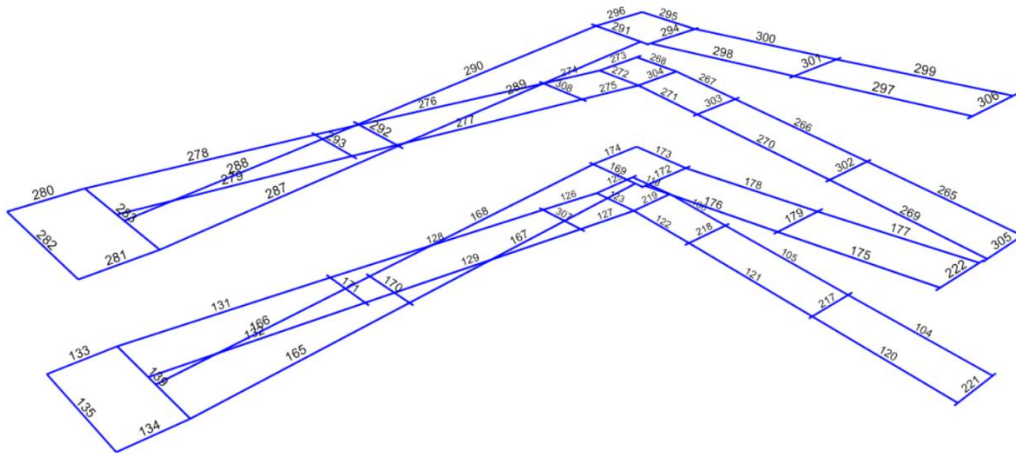


Figura 3.2 - Identificação das vigas metálicas da Rampa

O tipo de perfil escolhido para estes elementos foi o IPE. Seguindo o critério de pré-dimensionamento mencionado, e sabendo que a inércia condicionante deste tipo de perfil é a do eixo zz, o ábaco da Figura 3.3 apresenta a secção mais solicitada segundo a ação mais desfavorável.

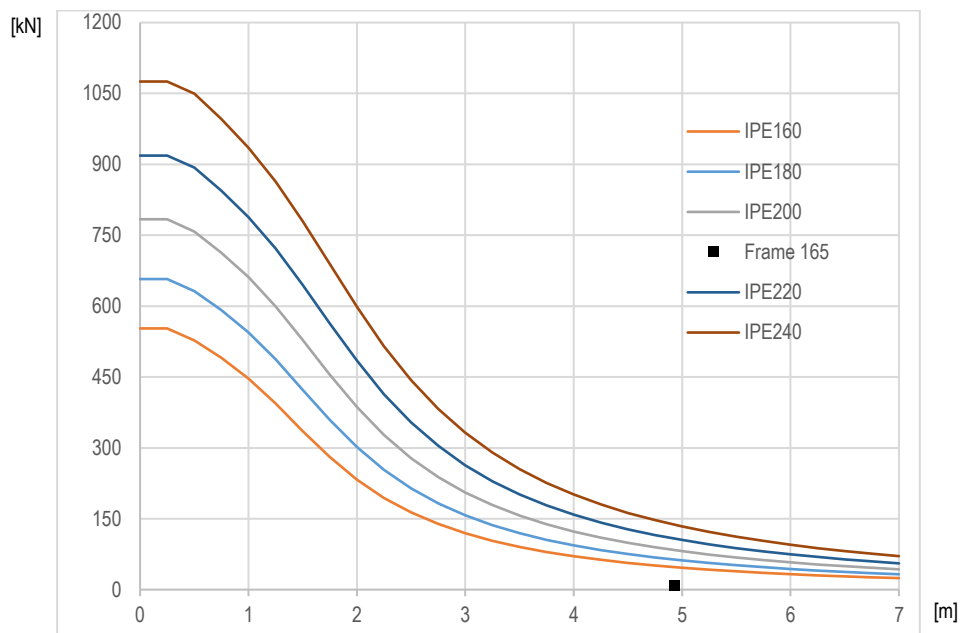


Figura 3.3 - Ábaco de resistência à encurvadura ao esforço axial segundo o eixo mais fraco de perfis IPE

O perfil adotado foi o IPE200. Todas as vigas metálicas terão o mesmo perfil por motivos estéticos e de facilidade de execução de ligações.

### 3.2.2 Cobertura metálica

Para além do critério da resistência da encurvadura por esforço axial, na cobertura metálica, os perfis foram associados aos elementos de acordo com a conceção e execução das ligações entre si. A identificação dos elementos frame é feita no anexo XXX.

As madres irão ser constituídas por cordões superiores e inferiores com perfis UPN e algumas treliças terão apenas este tipo de perfil no seu cordão superior.

As imagens que são apresentadas de seguida, representam os elementos de cada tipo de perfil mais solicitados à ação mais desfavorável.

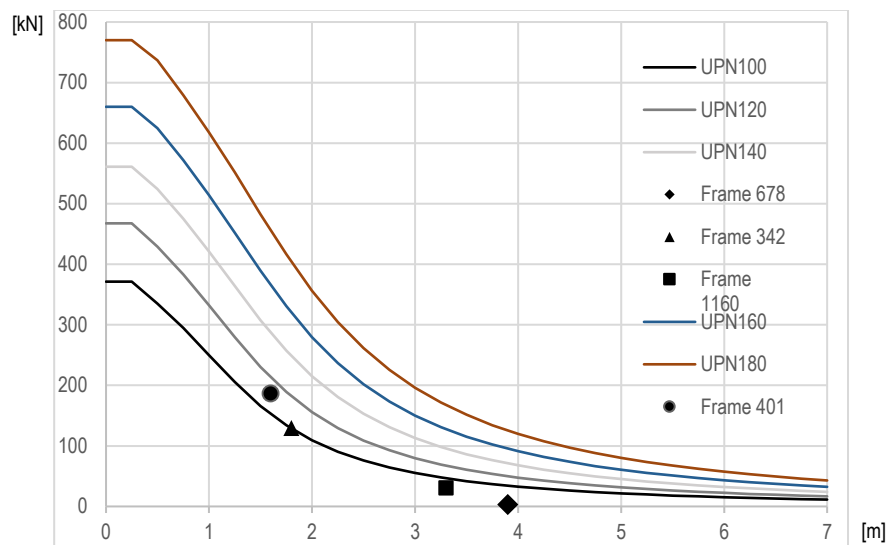


Figura 3.4 - Ábaco de resistência à encurvadura ao esforço axial segundo o eixo mais fraco de perfis UPN

As diagonais e alguns cordões inferiores irão ser constituídos por tubos circulares de 60,3 mm e de 88,9 mm de diâmetro exterior.

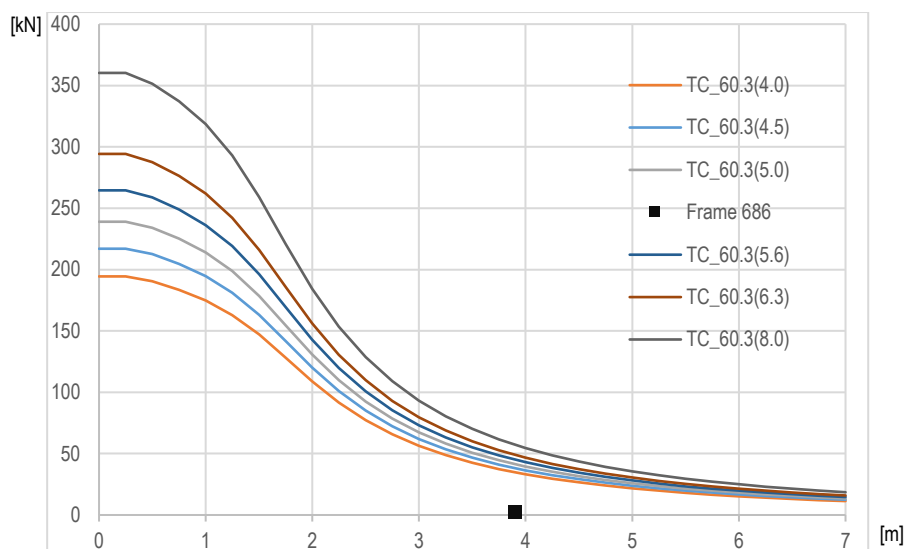


Figura 3.5 - Ábaco de resistência à encurvadura ao esforço axial para tubos circulares de 60,3 mm

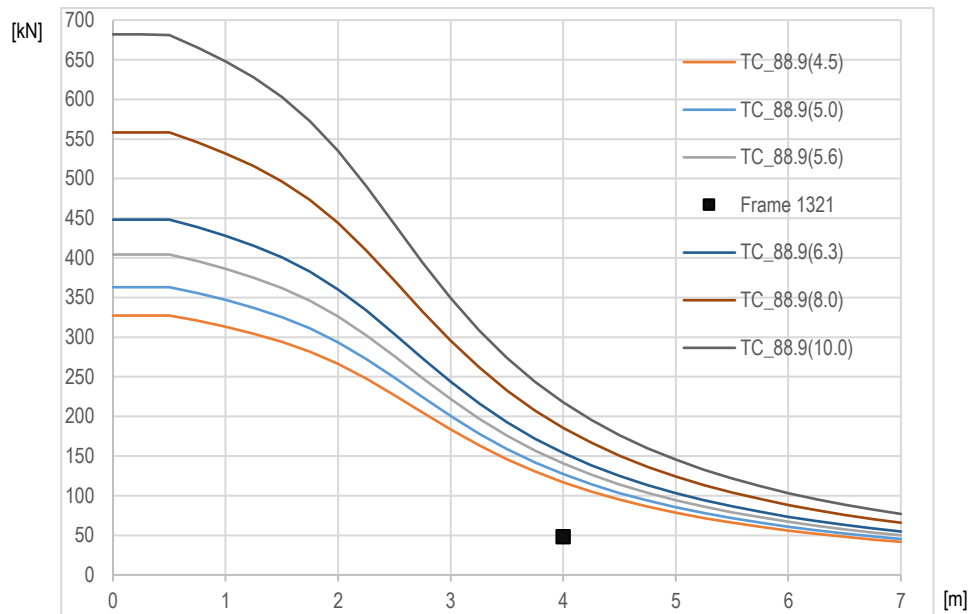


Figura 3.6 - Ábaco de resistência à encurvadura ao esforço axial para tubos circulares de 88,9 mm

Os pilares e as vigas de travamento serão constituídos por perfis tubulares quadrados.

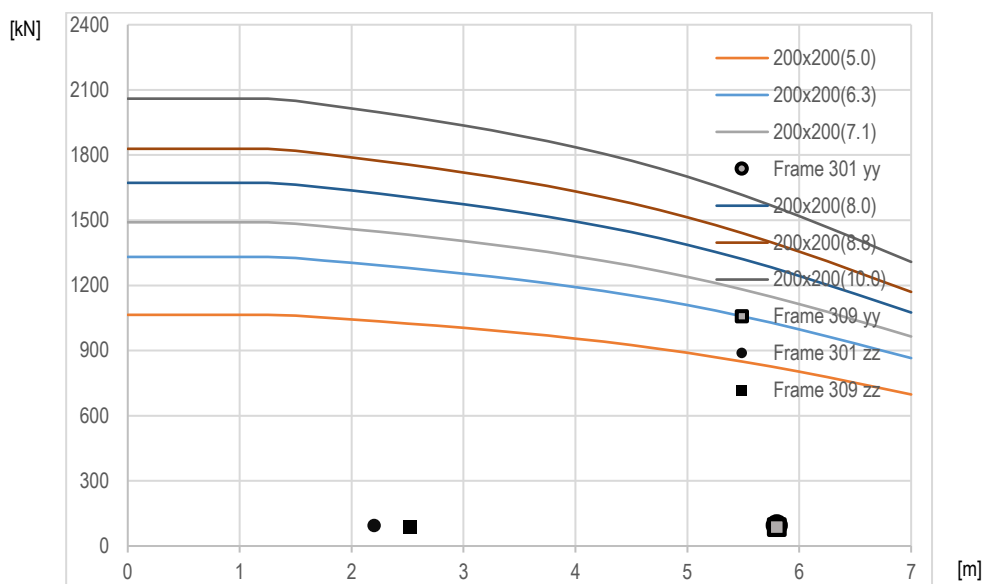


Figura 3.7 - Ábaco de resistência à encurvadura ao esforço axial para tubos quadrados vazados 200x200

A configuração final de secções pode ser observada na Figura 3.8 e cuja legenda de atribuição de perfis é apresentada na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Identificação das secções da Figura 3.7

Cor	Perfil	Cor	Perfil
Verde	UPN 120	Rosa	UPN 100
Castanho	TC 60,3x5,0	Vermelho	UPN 140
Azul	TC 88,9x6,3	Preto	UPN 180
Laranja	TQ 200x200 (10,0)		

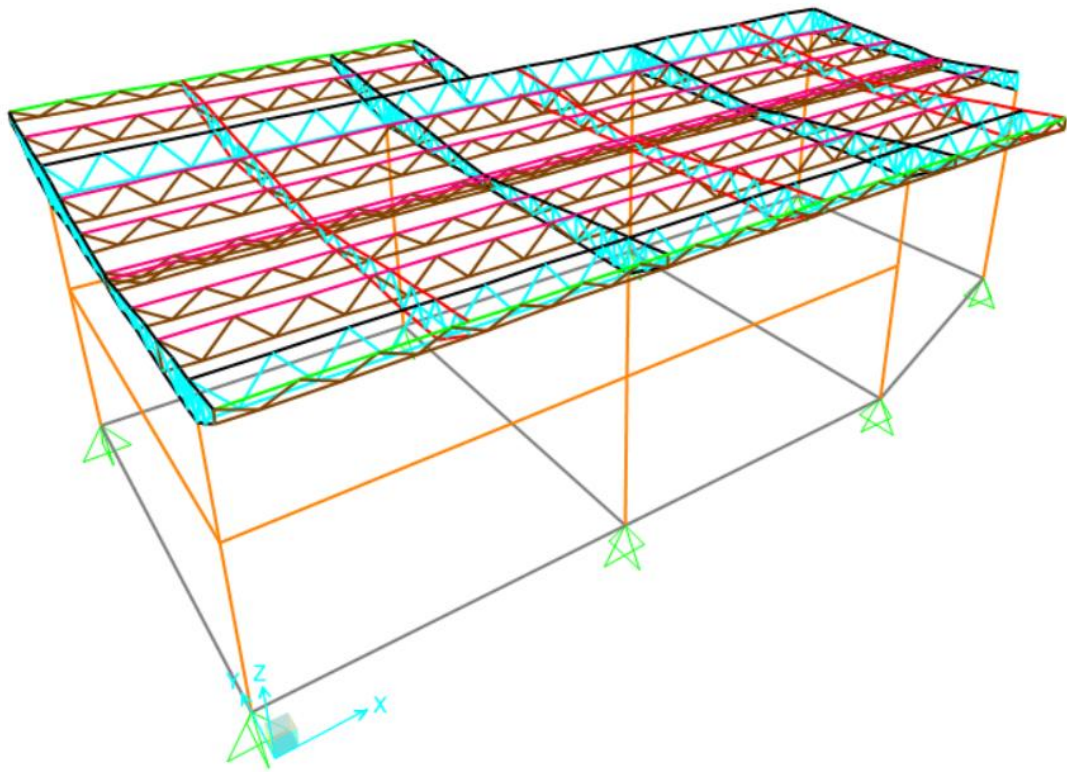


Figura 3.8 - Configuração da cobertura metálica



## **4. Conceção estrutural**

A conceção e construção de edifícios em zonas geográficas com maior probabilidade de ocorrência de sismos deve contemplar um conjunto de regras, que dotem a estrutura em questão, de características capazes de obter um bom desempenho durante a ocorrência do fenómeno sísmico.

Nesse sentido, o EC8 estabelece princípios e critérios que devem ser satisfeitos de modo a impedir a formação de roturas frágeis que coloquem em causa a integridade da estrutura.

### **4.1 Princípios básicos**

Nos parágrafos seguintes são apresentados os princípios mais importantes que uma estrutura deve respeitar para um bom comportamento estrutural, de acordo com o EC8.

#### **Simplicidade estrutural**

A transmissão de forças deve ser feita através de trajetórias claras, de modo a garantir uma maior fiabilidade na previsão do comportamento sísmico da estrutura.

#### **Uniformidade, simetria e redundância**

Os elementos estruturais devem ser distribuídos de forma regular, em planta, para que a transmissão das forças de inércia relacionadas com as massas distribuídas no edifício seja curta e direta, e em altura, para a eliminação de tensões concentradas e de solicitações de ductilidade passíveis de colapso prematuro.

#### **Resistência e rigidez bidirecionais**

Uma vez que o movimento sísmico horizontal é um fenómeno bidirecional, os elementos estruturais devem ser dispostos de forma a resistir a ações horizontais em ambas as direções. A definição da rigidez deve ser feita de modo a minimizar os efeitos da ação e limitar o desenvolvimento de deslocamentos excessivos.

#### **Resistência e rigidez de torção**

O centro geométrico e o centro de rigidez das estruturas não devem estar muito distantes entre si para limitar os movimentos de torção que tendem a solicitar os elementos estruturais de forma não uniforme.

### Ação de diafragma ao nível dos pisos

A transmissão das forças sísmicas aos elementos verticais deve ser garantida, assim como a atuação destes em conjunto na resistência às referidas forças. Os pavimentos (incluindo coberturas) atuam como diafragma horizontal que recebem e transmitem essas forças aos sistemas estruturais verticais.

### Fundação adequada

A ação sísmica é uma ação que ocorre ao nível do solo e, por esse motivo, deve ser assegurado que as estruturas sejam excitadas de forma uniforme pelo movimento do solo. Assim, as estruturas devem ser fundadas no mesmo tipo de solo e utilizar o mesmo tipo de sapata.

## 4.2 Critérios de regularidade estrutural

Para efeitos do projeto sismo-resistente, as estruturas dos edifícios são classificadas como regulares e não regulares. De acordo com esta classificação, as considerações diferem conforme representa a Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico

Regularidade		Simplificações admitidas		Coeficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	(para análise linear)
Sim	Não	Plano	Força lateral	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Força lateral	Valor de referência
Não	Sim	Espacial	Modal	Valor reduzido

A Tabela 4.1 demonstra as implicações de uma estrutura regular e de uma não regular. Resumidamente:

- O modelo estrutural pode ser plano simplificado ou espacial;
- O método de análise pode ser uma análise simplificada com forças estáticas equivalentes (método das forças laterais) ou análise modal por espectro de resposta;
- O valor do coeficiente de comportamento  $q$  deve ser reduzido para os edifícios não regulares em altura.

### 4.2.1 Regularidade em planta

De acordo com a cl. 4.2.3.2 do EC8, um edifício é classificado como regular em planta quando satisfaz em simultâneo as seguintes condições:

- A rigidez lateral e a distribuição de massas devem ser aproximadamente simétricas em planta em relação aos dois eixos ortogonais;

- A configuração em planta deve ser compacta. A existência de reentrâncias é admitida nos casos em que os recuos não afetem a rigidez do piso no plano. A área definida entre a linha poligonal convexa que envolve o piso e o contorno do piso não pode ser superior a 5% da área do piso;
- A rigidez dos pisos deve ser suficiente para garantir o efeito de diafragma. Esta rigidez deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos verticais para que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição dos esforços;
- O edifício deve ter uma esbelteza em planta não superior a 4, calculada através de:

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} \quad (4.1)$$

Em que:

$L_{max}$  Maior dimensão, em planta, do edifício, medida nas direções ortogonais;

$L_{min}$  Menor dimensão, em planta, do edifício, medida nas direções ortogonais;

- A excentricidade estrutural,  $e_0$ , e o raio de torção,  $r$ , devem verificar as seguintes condições a cada nível e para cada direção:

$$e_{0i} \leq 0,30 \cdot r_i \quad (4.2)$$

$$r_i \geq l_s \quad (4.3)$$

$$r_i = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_j}} \quad (4.4)$$

$$l_s = \sqrt{\frac{I_x + I_y}{A_{piso p}}} \quad (4.5)$$

Em que:

$e_{0i}$  Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção  $i$ , perpendicular à direção de cálculo considerada;

$r_i$  Raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção  $j$ ;

$K_\theta$  Rigidez de torção;

$K_j$  Rigidez lateral na direção  $i$ ;

$l_s$  Raio de giração da massa do piso em planta;

$I_x$  e  $I_y$  Inércia segundo os eixos  $x$  e  $y$  de cada piso  $p$ ;

$A_{piso p}$  Área do piso  $p$ .

No presente trabalho o efeito da ação sísmica foi estudado nas 3 estruturas, mas apenas no Edifício Principal é que são feitas as verificações de regularidade estrutural, pois a Rampa não apresenta

massas ao nível dos pisos, uma vez que as lajes se encontram distribuídas em altura e ao longo do seu desenvolvimento, e a cobertura não apresenta peso relevante que suscite interesse no estudo desta ação.

Na Tabela 4.2 é apresentado o valor da esbelteza do Edifício Principal, calculado de acordo com (4.1).

**Tabela 4.2 - Esbelteza do Edifício Principal**

Estrutura	$L_{máx}$	$L_{mín}$	$\lambda$
Edifício Principal	36	20	1,80

Como se observa, o valor de  $\lambda$  é inferior a 4, pelo que cumpre o requisito relativo à esbelteza.

Os centros de rigidez e de massa são calculados através de:

- Centro de Rigidez

$$x_{CR} = \frac{\sum I_{xi} \cdot x_i}{\sum I_x} \qquad y_{CR} = \frac{\sum I_{yi} \cdot y_i}{\sum I_y} \qquad (4.6)$$

- Centro de Massa

$$x_{CM} = \frac{\sum P_i \cdot x_i}{P_{Total}} \qquad y_{CM} = \frac{\sum P_i \cdot y_i}{P_{Total}} \qquad (4.7)$$

Em que:

$I_{xi}$  e  $I_{yi}$  Inércias de cada elemento  $i$ , segundo os eixos  $x$  y;

$P_i$  Peso do elemento  $i$ ;

$P_{Total}$  Peso total do piso;

$x_i$  e  $y_i$  Coordenadas  $x$  e  $y$  de cada elemento  $i$ , em relação ao referencial escolhido.

Na Tabela 4.3 são apresentados os resultados obtidos.

**Tabela 4.3 - Coordenadas dos centros de rigidez e dos centros de massa**

Estrutura	Piso	$X_{CR}$ [m]	$Y_{CR}$ [m]	$X_{CM}$ [m]	$Y_{CM}$ [m]
Principal	1	18,390	9,590	19,475	9,716
	2	18,390	9,590	19,455	9,713
	3	18,390	9,590	18,173	9,604

A rigidez de torção,  $K_\theta$ , e as rigidezes globais de translação,  $K_x$  e  $K_y$ , foram calculadas com recurso ao modelo de cálculo automático desenvolvido no SAP2000. No modelo foram aplicadas forças de 1000 kN ao nível de cada piso, nas direções X e Y, e momentos de 1000 kN.m em torno de Z (eixo perpendicular às direções X e Y) no centro de rigidez de cada piso. Conhecendo as forças aplicadas e os deslocamentos, retirados do SAP2000, provocados pelas mesmas, foram calculadas as rigidezes pretendidas recorrendo às seguintes expressões:

$$F_i = K_i \times d_i \qquad (4.8)$$

Em que:

F Força ou momento aplicado no centro de rigidez do piso  $i$ ;

- K Rigidez de translação e de rotação do piso i;  
d Deslocamento ou rotação do piso i

A Tabela 4.4 apresenta os resultados obtidos.

**Tabela 4.4 -Verificação dos raios de torção e de giração**

Estrutura	Piso	$r_x$ [m]	$0,3.r_x$ [m]	$e_x$ [m]	$r_y$ [m]	$0,3.r_y$ [m]	$e_y$ [m]	$l_s$ [m]
Principal	1	12,042	3,612	1,085	13,229	3,969	0,126	11,022
	2	13,540	4,062	1,065	14,832	4,450	0,123	11,022
	3	13,115	3,934	0,217	14,491	4,347	0,014	11,022

Verifica-se que são verificadas as condições impostas pelas equações (4.2) e (4.3). Assim, conclui-se que o Edifício Principal é regular em planta.

## 4.2.2 Regularidade em altura

De acordo com a cl.4.2.3.3 do EC8, um edifício é classificado como regular em altura quando satisfaz os seguintes requisitos:

- Todos os sistemas resistentes a ações laterais são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício;
- A rigidez às ações laterais e a massa do piso mantêm-se constantes com uma redução gradual ao longo de toda a altura do edifício, sem alterações significantes;
- Em estruturas porticadas, a diferença entre a resistência real do piso a resistência de cálculo não deve variar de forma desproporcional entre pisos.

Quando o edifício apresenta recuos, deve-se respeitar adicionalmente as seguintes condições:

- Recuos sucessivos com simetria axial, não devem corresponder a mais do que 20% da dimensão em planta do piso inferior, na direção do recuo;
- Recuos únicos, localizados a uma altura inferior a 15% da altura total do edifício, não deverão ser superiores a 50% da dimensão em planta do piso inferior. Perante esta situação, a estrutura da zona inferior, situada no interior da projeção vertical dos pisos superiores, deverá ser projetada de modo a garantir a resistência a mais de 75% da força horizontal que atuaria num edifício semelhante sem alargamento da base;
- Um recuo não simétrico não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do piso inferior;
- A soma dos lados de recuos não simétricos de todos os pisos não deve ser superior a 30% da dimensão em planta do piso imediatamente acima do nível de fundação ou do nível superior de uma cave rígida.

Os edifícios em estudo não apresentam qualquer tipo de recuo. Conclui-se, assim, que se tratam todos de edifícios regulares em altura.

### 4.3 Elementos primários e secundários

O EC8 define dois conjuntos de elementos estruturais, os elementos sísmicos primários e os elementos sísmicos secundários, que diferem entre si de acordo com a capacidade resistente à ação sísmica.

Os elementos sísmicos primários são aqueles que devem ser modelados de acordo com a cl. 4.3.1 do EC8 e calculados e pormenorizados de acordo com o preconizado pelas secções 5 a 9 do mesmo regulamento. Nestas estão definidas regras que estabelecem e identificam as zonas críticas passíveis de formação de rótulas plásticas e asseguram a não excedência da resistência para todos os tipos de rotura com comportamento não dúctil, em particular por esforço transverso. Estes elementos devem ser dotados de capacidade de deformação significativa sem perda de resistência (ductilidade).

Os elementos sísmicos secundários são os elementos que não fazem parte do sistema resistente à ação sísmica e cuja resistência e rigidez às ações sísmicas são desprezadas. Não tendo de obedecer a todas as regras definidas no EC8, devem ser projetados e pormenorizados para manter a função de suporte das forças gravíticas quando sujeitas aos deslocamentos provocados pela situação de projeto sísmico. O EC8 preconiza que a contribuição destes elementos para a rigidez lateral não deve ser superior a 15% da de todos os elementos sísmicos primários e que não devem ser adotados para alterar a classificação da estrutura de regular para não regular.

Todos os elementos que não sejam considerados como secundários, serão automaticamente definidos como primários.

### 4.4 Sistemas estruturais

O EC8 define que os edifícios em betão devem ser classificados, consoante o seu comportamento às ações sísmicas horizontais, das seguintes formas:

- **Sistema Porticado**, em que as ações verticais e horizontais e verticais são suportadas principalmente por pórticos;
- **Sistema Misto**, em que as ações verticais são garantidas principalmente por pórticos e a resistência lateral é dividida entre pórticos e paredes, acopladas ou não. Contudo, a resistência lateral pode ser garantida maioritariamente por pórticos ou maioritariamente por paredes. Assim:
  - **Sistema Misto Equivalente a Pórtico**, em que a força de corte basal é absorvida pelos pórticos é superior a 50% da força de corte total;
  - **Sistema Misto Equivalente a Paredes**, em que a força de corte basal absorvida pelas paredes é superior a 50% da força de corte total;

- **Sistema de paredes dúcteis**, em que as ações verticais e horizontais são principalmente resistidas pelas paredes estruturais acopladas ou não. A força de corte basal suportada pela totalidade das paredes é de pelo menos 65% da força de corte total;
- **Sistema de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado**, aplicável se na direção horizontal considerada:
  - Incluir pelo menos duas paredes com uma direção horizontal não inferior a 4,0 m ou a  $2h_w/3$  (o que for menor);
  - O seu conjunto resista a pelo menos 20% da carga gravítica total na situação de projeto sísmica;
  - Tiver um período fundamental T1 igual ou inferior a 0,5 s, admitindo que na sua base é impedida qualquer rotação;
- **Sistema de Pêndulo Invertido**, em que 50% ou mais da massa se localiza no terço superior da altura da estrutura, ou no qual a principal dissipação de energia é assegurada por um único elemento;
- **Sistema Torsionalmente Flexível**, em que o edifício não apresenta uma rigidez de torção mínima, ou seja, caso a equação (4.3) não verifique.

Para classificar o sistema estrutural dos edifícios em estudo, foi aplicada uma força de horizontal de 1000kN no piso 1, nas direções X e Y e posteriormente aferida a percentagem da força absorvida pelas paredes.

Tabela 4.5 - Percentagem do corte basal nas paredes do Edifício 2

X	Y
41,18%	0,74%

Através da Tabela 4.5 constata-se que as paredes absorvem mais de 50% do corte basal e menos de 65%, na direção X, e na direção Y quase nula a solitação de paredes. Esta última situação ocorre pois não existem vigas orientadas no sentido Y que liguem às paredes. Nesta situação é possível concluir que o Edifício Principal é classificado como Sistema Misto Equivalente a Pórtico na direção X e Sistema Porticado na direção Y.

## 4.5 Coeficiente de Comportamento

Após a classificação dos edifícios quanto ao seu sistema estrutural, procedeu-se ao cálculo do coeficiente de comportamento, q. Este é calculado com recurso à equação, disposta na cl.5.2.2.2.

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad (4.9)$$

Em que:

$q_0$  Valor básico do coeficiente de comportamento (Ver Tabela 4.6);

$k_w$  Coeficiente que reflete o modo de rodura predominante nos sistemas estruturais de paredes. (Toma o valor de 1,0 nos sistemas pórticos ou sistemas equivalentes a pórticos)

O fator  $q_0$ , em edifícios regulares em altura, é determinado através da Tabela 4.6 e tem em consideração a classe de ductilidade definida. No desenvolvimento do presente trabalho, adotou-se a Classe de Ductilidade Média (DCM).

**Tabela 4.6 - Valor básico do coeficiente de comportamento para sistemas de betão armado regulares em altura**

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema Porticado, Sistema Misto, Sistema de Paredes Acopladas	$3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Sistema de Paredes Não Acopladas	3,0	$4,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Sistema Torsionalmente Flexível	2,0	3,0
Sistema de Pêndulo Invertido	1,5	2,0

Uma vez que os edifícios de betão em estudo são Sistemas Porticados/Mistos, é necessário o cálculo do fator de majoração  $\alpha_u / \alpha_1$ . A cl.5.2.2.2 do EC8 define que o valor deste fator varia se:

- Edifício com apenas 1 piso:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$ ;
- Edifício de vários pisos, pórticos com um só tramo:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$ ;
- Edifício de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórtico com vários tramos:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$ .

Em relação à estrutura metálica, o coeficiente de comportamento  $q$  deverá ter um limite superior com os valores de referência apresentados na seguinte tabela:

**Tabela 4.7 - Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura**

Tipo de estrutura	Classe de Ductilidade	
	DCM	DCH
Pórticos Simples	4	$5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Pórtico com contraventamentos centrados		
Contraventamentos diagonais	4	4
Contraventamentos em V	2	2,5
Pórtico com contraventamentos excêntricos	4	$5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Pêndulo Invertido	2	$2 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Estruturas com núcleos ou paredes de betão	Ver secção 5 do EC8	
Pórticos simples com contraventamento centrado	4	$4 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Pórticos simples com enchimentos		
Betão ou de alvenaria não ligados, em contacto com o pórtico	2	2
Betão armado ligados	Ver secção 7 do EC8	
Isolados de pórticos simples	4	$5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$

Em função da classe de ductilidade e do coeficiente de comportamento adotados no projeto, a cl.6.5.3(2) do EC8 impõe que os requisitos relativos às classes de secção transversal dos elementos de aço que dissipam a energia são indicados na seguinte tabela:

**Tabela 4.8 - Requisitos relativos à classe de secção transversal em função da classe de ductilidade e do valor de referência do coeficiente de comportamento**

Classe de Ductilidade	Valor de referência do coeficiente de comportamento $q$	Classe de secção transversal necessária
DCM	$1,5 < q \leq 2$	Classe 1, 2 ou 3
	$2 < q \leq 4$	Classe 1 ou 2
DCH	$q > 4$	Classe 1

A Tabela 4.9 demonstra o valor básico do coeficiente de comportamento e o valor do coeficiente de comportamento de cada edifício em estudo:

**Tabela 4.9 - Valor básico do coeficiente de comportamento e do coeficiente de comportamento**

Estrutura	$\alpha_u/\alpha_1$	$q_0$	$q$
Edifício Principal	1,3	3,9	3,9
Rampa	1,3	3,9	3,9
Cobertura Metálica	-	-	4

Na estrutura metálica também foi adotada uma Classe de Ductilidade Média (DCM). Uma vez que o valor de referência do coeficiente de comportamento adotado foi 4,0, segundo a Tabela 4.8, as classes das secções transversais necessárias terão de ser de classe 1 ou 2, algo que se verifica posteriormente.



## 5. Modelação e Análise Estrutural

Finalizado o pré-dimensionamento dos elementos estruturais e a classificação dos sistemas estruturais, a fase seguinte passa pela análise estrutural. Nesse sentido, recorreu-se ao software de cálculo automático SAP2000 v.16 para a modelação das estruturas do presente projeto devido à sua capacidade, entre várias; de modelação elástica linear e análise modal por espectro de resposta como preconiza a cl.4.3.3(2)P do EC8. A mesma cláusula recomenda a utilização do espectro de resposta de cálculo desenvolvido anteriormente no subcapítulo 2.3.3.

### 5.1 Modelação da Estrutura do Edifício Principal

O processo de modelação contemplou seis fases distintas.

#### **Fase 1 – Construção da estrutura**

A primeira fase da modelação consiste na definição do esqueleto da estrutura. Nesta fase é concebida a estrutura através da criação das “*grids*” (linhas orientadoras da modelação) baseada na conceção estrutural e pré-dimensionamento.

#### **Fase 2 – Definição de materiais**

A segunda fase consistiu na definição das características dos materiais utilizados no projeto: o betão C25/30 e o aço A400 NR SD. Na definição do betão o módulo de elasticidade (E) foi reduzido para metade com o objetivo de contabilizar o efeito da fendilhação, conforme estabelecido na cl.4.3.1(6) e (7).

#### **Fase 3 – Definição e de secções**

Após a definição dos materiais, procedeu-se à definição das secções, baseada no pré-dimensionamento efetuado anteriormente. Nesta fase foram adotadas algumas simplificações para que o modelo simulasse de forma mais realista o comportamento estrutural.

No modelo, as vigas foram modeladas com o seu eixo a coincidir com o nível do piso quando, na realidade, a face superior da viga é que coincide com o nível do piso. De modo a colmatar essa diferença, a inércia em torno do eixo y foi multiplicada por 1,5 (Teorema de Lagrange-Steiner). Nestes elementos foi também retirada a resistência à torção. Na definição dos pilares, o efeito da torção foi reduzido para 20%.

Nesta fase foram também definidas e modeladas as lajes através de elementos de casca, “*shell*”, na versão “espessa”, designada “*thick*”. Esta versão foi adotada em detrimento da versão “*thin*” pois a primeira contabiliza os efeitos provocados pelo esforço transversal apresentado, assim, resultados mais fiáveis e precisos. Nestes elementos foram ainda retirados os efeitos da torção M12 de forma a não condicionar os momentos de flexão nas lajes, segundo as direções X e Y.

#### **Fase 4 – Definição de apoios**

A quarta fase consistiu na introdução dos apoios da estrutura. Na base dos elementos verticais foram adotados apoios fixos ligados entre si por vigas de fundação. Ao adotar este tipo de apoio, os esforços de flexão são transmitidos às vigas de fundação e os esforços axiais que chegam às sapatas são os corretos.

#### **Fase 5 – Definição de cargas e combinações de ação**

Depois de finalizar a modelação estrutural do edifício, foram definidas e aplicadas as cargas nas vigas e nas lajes. Neste processo foram introduzidos os espectros de resposta para os dois tipos de sismo considerados. Por fim, foram definidas as combinações de ações e procedeu-se à análise estrutural.

#### **Fase 6 – Dimensionamento e pormenorização de armaduras**

Na sexta e última fase, recorreu-se à opção “Start Concrete Design/Check of Structure” do SAP2000 para realizar os cálculos com base no “Capacity Design” e posteriormente, foram aferidas as configurações e pormenorizações de armaduras necessárias para cumprir as exigências dos Eurocódigos Estruturais.

### **5.1.1 Análise Modal por Espectro de Resposta**

Os efeitos da ação sísmica e das restantes ações incluídas na situação de projeto sísmico podem ser determinados com base no comportamento elástico linear da estrutura. A cl.3.3.1(3) do EC8 sugere que, de acordo com as características estruturais do edifício, podem ser realizadas um dos dois tipos de análise linear:

- Método de Análise por Forças laterais, que é aplicável aos edifícios que satisfaçam as condições indicadas na cl. 4.3.3.2;
- Análise Modal por Espectro de Resposta, que é aplicável a todos os tipos de edifícios.

Como alternativa aos métodos lineares, é possível recorrer a métodos não lineares tais como a análise estática não linear (análise *pushover*) e a análise temporal não linear (acelerogramas). Contudo, a cl. 4.3.3.1(2)P afirma que o método de análise linear de referência deve ser o da análise modal por espectro de resposta com recurso ao espectro de cálculo apresentado em 2.3.3.5 do presente trabalho.

Em relação a este tipo de análise, o EC8 afirma que devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam de forma significativa para a resposta global da estrutura e esta condição pode ser satisfeita se:

- A soma das massas modais efetivas para os modos considerados representar, no mínimo, 90% da massa total da estrutura, ou;

- Todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total forem considerados.

Na realização do presente trabalho, foram analisados 20 modos de vibração. Na tabela que se segue são apresentados os modos de vibração e fatores de participação modal obtidos através do SAP2000:

**Tabela 5.1 - Modos de vibração e fatores de participação modal**

Modo	Período [s]	UX [%]	UY [%]	$\Sigma UX$ [%]	$\Sigma UY$ [%]
1	0,8469	0,1126	0,0454	0,1126	0,0454
2	0,5821	0,1560	0,6983	0,2685	0,7437
3	0,5367	0,4408	0,1511	0,7093	0,8949
...	...	...	...	...	...
6	0,2213	0,0028	0,0000	0,7784	0,8949
7	0,1870	0,0001	0,0889	0,7785	0,9837
...	...	...	...	...	...
18	0,1022	0,0015	0,0002	0,8880	0,9852
19	0,0999	0,0193	0,0031	0,9073	0,9883
20	0,0996	0,0142	0,0018	0,9214	0,9901

Observando a tabela, constata-se que o Edifício Principal, ao sétimo modo de vibração, apresenta cerca de 98% de massa mobilizada na direção Y e, ao décimo nono modo de vibração, mais de 90% da massa total foi mobilizada nas duas direções

### 5.1.2 Combinação dos efeitos das componentes da ação sísmica

A ação sísmica horizontal é composta por duas componentes ortogonais consideradas independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta, como representa a seguinte expressão:

$$E = E_x + E_y \quad (5.1)$$

Em que:

$E_x$  Componente da ação sísmica segundo a direção x;

$E_y$  Componente da ação sísmica segundo a direção y.

As componentes  $E_x$  e  $E_y$  representam os valores máximos do efeito da ação sísmica, mas não ocorrem simultaneamente. Por este motivo, o EC8 propõe que as duas componentes sejam combinadas recorrendo à combinação SRSS (Square Root of Sum of Squares), em que o valor máximo do efeito da ação sísmica provocado por  $E_x$  e  $E_y$  é calculado através da raiz quadrada da soma dos quadrados de cada componente horizontal. Esta combinação foi utilizada neste trabalho e apresenta-se na expressão (5.2):

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2} \quad (5.2)$$

### 5.1.3 Efeitos acidentais de torção

Os efeitos acidentais de torção, referidos na cl.4.3.2 do EC8, têm como objetivo contabilizar as incertezas na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico. Nesse sentido, o centro de massa calculado em cada piso deve sofrer uma deslocação de 5%, em cada direção, em relação à sua posição nominal. Este deslocamento, designado por excentricidade accidental,  $e_{ai}$ , é calculado através da seguinte expressão:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (5.3)$$

Em que:

$L_i$  Dimensão do piso na direção perpendicular à direção sísmica

Nas estruturas em estudo foram calculadas as excentricidades accidentais, cujos valores são apresentados na seguinte tabela:

**Tabela 5.2 - Excentricidades accidentais em X e Y**

Edifício	Direção X		Direção Y	
	$L_i$ [m]	$e_{ai}$ [m]	$L_i$ [m]	$e_{ai}$ [m]
Principal	20	1	36	1,8

Uma vez que no presente trabalho estão a ser utilizados modelos de análise espacial, a cl.4.3.3.3 do EC8 preconiza que os efeitos acidentais de torção podem ser determinados como a envolvente dos efeitos resultantes da aplicação de cargas estáticas constituídas por conjuntos de momentos torsores  $M_{ai}$  de eixo vertical aplicados a cada piso. Os seus valores podem ser calculados através da seguinte expressão:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (5.4)$$

Em que:

$e_{ai}$  Excentricidade accidental da massa do piso  $i$

$F_i$  Força horizontal que atua no piso  $i$

As forças horizontais  $F_i$  são calculadas através da seguinte expressão:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (5.5)$$

Em que:

$F_b$  Força de corte na base;

$z_i$  e  $z_j$  Alturas das massas  $m_i$  e  $m_j$  acima do nível da ação sísmica (fundação ou nível superior de uma cave rígida)

$m_i$  e  $m_j$  Massas dos pisos, calculadas para a Combinação de Projeto Sísmico

As forças de corte basal aplicadas nas direções X e Y foram calculadas a partir da seguinte expressão:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (5.6)$$

Em que:

- $S_d(T_1)$  Ordenada do espectro de cálculo para o período  $T_1$ ;
- $T_1$  Período fundamental na direção considerada;
- $m$  Massas total do edifício acima do nível da ação sísmica (fundação ou nível superior de uma cave rígida);
- $\lambda$  Fator de correção cujo valor é igual a 0,85 se  $T_1 \leq 2 \cdot T_c$  e se o edifício tiver mais de 2 pisos, caso contrário toma o valor de 1.

Na tabela seguinte são apresentadas forças de corte basal, nas direções X e Y, e para os dois tipos de ação sísmica, calculadas através da equação (5.6):

**Tabela 5.3 - Forças de corte basal no Edifício Principal, em X e Y, para os Sismos Tipo 1 e 2**

Tipo de Sismo	Massa Total [ton]	Direção X			Direção Y		
		$T_1$ [s]	$S_d(T_1)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$F_b$ [kN]	$T_1$ [s]	$S_d(T_1)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$F_b$ [kN]
Sismo Tipo 1	2397,22	0,4408	1,3483	2747,35	0,6983	1,903	3877,62
Sismo Tipo 2	2397,22	0,4408	0,5529	1325,42	0,6983	0,7246	1737,03

Após a determinação das forças de corte basal, foram calculadas as forças horizontais em cada piso, através da expressão (5.5), e os respetivos momentos torsores associados, com a equação (5.4). Os resultados são apresentados na tabela abaixo:

**Tabela 5.4 - Forças horizontais e momentos torsores em cada piso, em X e Y, para os Sismos Tipo 1 e 2**

Tipo de Sismo	Edifício	Piso	Massa [ton]	$z_i$ [m]	Direção X			Direção Y		
					$F_b$ [kN]	$F_i$ [kN]	$M_{ai}$ [kN.m]	$F_b$ [kN]	$F_i$ [kN]	$M_{ai}$ [kN.m]
Sismo Tipo 1	2	1	869,10	4	2747,35	553	553	3877,62	780,5	1404,91
		2	861,31	7,5		1027,57	1027,57		1450,33	2610,59
		3	666,81	11		1116,78	1116,78		1646,79	2964,23
Sismo Tipo 2	2	1	869,10	4	1325,42	266,79	266,79	1737,03	349,64	629,34
		2	861,31	7,5		495,74	495,74		649,69	1169,44
		3	666,81	11		562,9	562,9		737,7	1327,86

De modo conservativo, os valores aplicados no modelo são os maiores em cada direção, como se apresenta na Tabela 5.5:

**Tabela 5.5 - Momentos torsores aplicados em cada piso**

Tipo de Sismo	Piso	M <sub>ai</sub> [kN.m]
Sismo Tipo 1	1	1404,91
	2	2610,59
	3	2964,23
Sismo Tipo 2	1	629,34
	2	1169,44
	3	1327,86

#### 5.1.4 Cálculo de deslocamentos devido à ação sísmica

Segundo a cl.4.3.4 do EC8, caso seja efetuada uma análise linear, os deslocamentos originados pela ação sísmica de cálculo,  $d_s$ , devem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural através da seguinte expressão:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (5.7)$$

Em que:

- $q_d$  Coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite igual a  $q$ , salvo indicação em contrário;
- $d_e$  Deslocamento do ponto do sistema estrutural, determinado através de uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

Considerando que  $q=3,9$ , de seguida, são apresentados os valores dos deslocamentos  $d_e$ , no centro de rigidez de cada piso, e os respetivos  $d_s$ , calculados através da equação (5.7):

**Tabela 5.6 - Deslocamentos devido à ação sísmica**

Piso	Tipo de Sismo	Direção	$d_e$ [m]	$d_s$ [m]	$d_r$ [m]
Piso 3	Sismo 1	X	0,02127	0,08296	0,01703
		Y	0,01932	0,07534	0,01504
	Sismo 2	X	0,00880	0,03432	0,00695
		Y	0,00819	0,03194	0,00650
Piso 2	Sismo 1	X	0,01691	0,06594	0,02648
		Y	0,01546	0,06029	0,02391
	Sismo 2	X	0,00702	0,02737	0,01034
		Y	0,00653	0,02545	0,00980
Piso 1	Sismo 1	X	0,01012	0,03945	0,03945
		Y	0,00933	0,03638	0,03638
	Sismo 2	X	0,00437	0,01702	0,01702
		Y	0,00401	0,01564	0,01564

Analisando a Tabela 5.6, observa-se que os maiores deslocamentos são provocados pelo sismo Tipo 1 e na direção X, sentido em que os pilares apresentam menor inércia.

### 5.1.5 Efeitos de segunda ordem

Designam-se por efeitos de primeira ordem aqueles que resultam das ações aplicadas na estrutura e das imperfeições geométricas da mesma. Todos os efeitos adicionais, resultantes da deformação da estrutura, são denominados por efeitos de segunda ordem.

A cl.4.4.2.2(2) do EC8 afirma que os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados se for satisfeita a seguinte condição:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_t}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (5.8)$$

Em que:

- $\theta$  Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;
- $P_{tot}$  Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica;
- $d_t$  Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos;
- $V_{tot}$  Força de corte sísmica total no piso considerado
- $h$  Altura entre pisos

As tabelas seguintes apresentam os valores dos coeficientes de sensibilidade obtidos em cada piso, para os dois tipos de sismo e segundo as direções X e Y.

**Tabela 5.7 - Coeficientes de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos sob efeito do Sismo Tipo 1**

Piso	P [kN]	h [m]	Direção X			Direção Y		
			Vx [kN]	d <sub>r</sub> [m]	θ	Vy [kN]	d <sub>r</sub> [m]	θ
3	3130,86	3,50	269,75	0,0170	0,056	640,31	0,0150	0,021
2	24153,78	3,50	3395,89	0,0265	0,054	3811,68	0,0239	0,043
1	32167,74	4,00	3156,44	0,0395	0,101	3862,59	0,0364	0,076

**Tabela 5.8 - Coeficientes de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos sob efeito do Sismo Tipo 2**

Piso	P [kN]	h [m]	Direção X			Direção Y		
			Vx [kN]	d <sub>r</sub> [m]	θ	Vy [kN]	d <sub>r</sub> [m]	θ
3	2155,89	3,50	160,17	0,0069	0,027	327,49	0,0065	0,012
2	16554,58	3,50	1109,59	0,0103	0,044	1305,46	0,0098	0,036
1	27129,44	4,00	1367,12	0,0170	0,084	1705,84	0,0156	0,062

Observando os valores obtidos, conclui-se que todos os coeficientes de sensibilidade calculados são inferiores a 0,10 com exceção do referente ao piso 1, na direção X, quando sujeito ao Sismo Tipo 1. O coeficiente de sensibilidade no piso 1, direção X, excede o limite máximo em 1%, o que não apresenta perigo se os efeitos de segunda ordem forem desprezados.

## **5.2 Modelação da estrutura da Rampa e da Cobertura Metálica**

O processo de modelação contemplou seis fases distintas.

### **Fase 1 – Construção da estrutura**

A primeira fase da modelação requer a mesma filosofia adotada na conceção do modelo do Edifício Principal.

### **Fase 2 – Definição de materiais**

A segunda fase consistiu na definição das características dos materiais a utilizados no projeto: o betão C25/30, o aço A400 NR SD e o aço S275. Na definição do betão o módulo de elasticidade (E) foi reduzido para metade com o objetivo de contabilizar o efeito da fendilhação, conforme estabelecido na cl.4.3.1(6) e (7).

### **Fase 3 – Definição de secções**

Após a definição dos materiais, procedeu-se à definição das secções, baseada no pré-dimensionamento efetuado anteriormente. Nesta fase foram adotadas as mesmas simplificações adotadas na modelação do Edifício Principal nos elementos de betão armado.

### **Fase 4 – Definição de apoios**

A quarta fase consistiu na introdução dos apoios da estrutura. Na base dos elementos verticais foram adotados apoios fixos ligados entre si por vigas de fundação. Ao adotar este tipo de apoio, os esforços de flexão são transmitidos às vigas de fundação e os esforços axiais que chegam às sapatas são os corretos.

### **Fase 5 – Definição de cargas e combinações de ações**

Depois de finalizar a modelação do esqueleto estrutural, e à semelhança do que foi realizado no Edifício Principal, na Rampa foram definidas e aplicadas as cargas nas vigas e nas lajes. Neste processo foram igualmente introduzidos os respetivos espectros de resposta para os dois tipos de sismo considerados, e na Cobertura Metálica ainda foi inserido o contributo da ação do vento. Por fim, foram definidas as combinações de ações e procedeu-se à análise estrutural.

### **Fase 6 – Dimensionamento e pormenorização de armaduras**

Na sexta e última fase, recorreu-se à opção “Start Concrete Design/Check of Structure” do SAP2000 para realizar os cálculos com base no “Capacity Design” e posteriormente, foram aferidas as configurações e pormenorizações de armaduras necessárias para cumprir as exigências dos Eurocódigos Estruturais. Em relação às vigas metálicas que suportam as lajes, foi utilizada a função “Start Metallic

Design/Check of Structure” que realiza uma primeira verificação das exigências dos Eurocódigos Estruturais neste tipo de elementos.



## 6. Dimensionamento

Finalizada a fase da modelação, a fase seguinte consiste na verificação do cumprimento das regras de dimensionamento definidas pelos Eurocódigos 2 e 8.

O software de cálculo automático, SAP2000, efetuou o dimensionamento dos vários elementos estruturais e, neste capítulo, irão ser apresentadas as regras preconizadas pelos Eurocódigos referidos complementadas com cálculos exemplificativos.

O EC0 prescreve que, para verificar a segurança estrutural; os estados limites que devem ser satisfeitos são:

- Estados limites últimos (ELU), que são estados associados a danos graves, colapso ou a qualquer forma de rotura estrutural, que colocam em risco a integridade da estrutura e segurança das pessoas;
- Estados limites de serviço (ELS), que são estados associados a danos pouco severos, cujos requisitos de utilização especificados deixam de ser satisfeitos.

### 6.1 Estruturas de betão armado

#### 6.1.1 Estados Limites Últimos

Neste subcapítulo é realizada a verificação aos Estados limites últimos para cada tipo de elemento estrutural das estruturas de betão armado.

O dimensionamento dos elementos em betão armado foi baseado no método “Capacity Design” (Capacidade Real), um método de cálculo que consiste em dotar as estruturas de capacidade de dissipação de energia e de um comportamento dúctil, de forma a impedir a ocorrência de mecanismos de rotura frágeis ou de outra natureza (esforço transversal, concentração de rótulas plásticas em pilares).

Como referido anteriormente, o software de cálculo automático dimensiona todos os elementos da estrutura determinando os esforços atuantes e as armaduras necessárias para garantir a segurança estrutural. De seguida, serão escolhidas pormenorizações de armaduras, com áreas superiores às fornecidas pelo SAP2000, para que sejam calculados os respetivos esforços resistentes e verificados os estados limites em estudo.

No subcapítulo referente ao dimensionamento serão apresentados, como exemplo, os cálculos relativos à viga V2.12 no piso 1 e pilar P2.19 do Edifício Principal.

##### 6.1.1.1 Regras gerais para o dimensionamento

O EC2 e o EC8 preconizam que, no dimensionamento estrutural, devem ser considerados os valores mínimos e máximos de armaduras e, nas pormenorizações dos elementos estruturais, os seguintes requisitos devem ser respeitados:

- Recobrimento de armaduras;
- Distâncias mínimas entre varões;
- Distâncias mínimas de dobragem;
- Comprimentos de amarração;
- Amarração de armaduras transversais;
- Comprimento de emenda de armaduras.

#### 6.1.1.1.1 Recobrimento de armaduras

O tempo de vida útil de um elemento em betão armado é maior se a proteção dos varões de aço for adequada. Nesse sentido, a definição de uma classe de exposição do betão em função das condições ambientais a que vai estar sujeito é uma forma de garantir essa mesma proteção.

A tabela seguinte representa as classes de exposição do betão em determinados elementos estruturais, em função das condições ambientais a que o edifício estará exposto após a sua construção.

**Tabela 6.1 - Classes de exposição**

Elemento Estrutural	Classe de Exposição	Descrição do ambiente
Pilares, vigas, paredes e lajes	XC1	Seco ou permanentemente húmido
Sapatas, vigas de fundação	XC2	Húmido, raramente seco

Uma vez que as os elementos estruturais irão ser expostos a variadas condições ambientais, o EC2 impõe um recobrimento mínimo ( $c_{min}$ ) nos elementos para assegurar uma transmissão eficaz das forças de aderência, proteção do aço contra a corrosão e uma adequada resistência ao fogo. O referido recobrimento mínimo é calculado de acordo com a seguinte equação:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (6.1)$$

Em que:

- $c_{min,b}$  Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência;
- $c_{min,dur}$  Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais;
- $\Delta c_{dur,\gamma}$  Margem de segurança. Uma vez que não é especificado no anexo nacional, toma-se o valor recomendado de 0 mm;
- $\Delta c_{dur,st}$  Redução do recobrimento no caso de utilização de aço inoxidável. Uma vez que não é aplicável, toma o valor de 0 mm;
- $\Delta c_{dur,add}$  Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional. Uma vez que não é aplicável, toma o valor de 0 mm

O Quadro 4.2 do EC2 sugere que o recobrimento mínimo para os requisitos de aderência,  $c_{min,b}$ , assume o valor do diâmetro quando os varões estão isolados e o valor equivalente quando agrupados.

O valor do recobrimento mínimo relativos às condições ambientais,  $c_{min,dur}$ , foi determinado com base no Quadro 4.4.N do EC2. Este quadro depende da classe estrutural do edifício e, uma vez que se tratam de estruturas com tempo de vida útil de projeto de 50 anos, a classe estrutural recomendada é S4.

O recobrimento nominal é definido por  $c_{min}$  mais uma margem de cálculo para as tolerâncias de execução,  $\Delta c_{dev}$ , como demonstra a equação seguinte:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (6.2)$$

O valor recomendado de  $\Delta c_{dev}$  em Portugal é de 10 mm.

A Tabela 6.2 - Valores de recobrimento mínimo para cada tipo de elemento estrutural apresenta os valores do recobrimento para os respetivos elementos estruturais.

**Tabela 6.2 - Valores de recobrimento mínimo para cada tipo de elemento estrutural**

Elementos Estruturais	$c_{min,b}$ [mm]	Classe de exposição	$c_{min,dur}$ [mm]	$c_{min}$ [mm]	$c_{nom}$ [mm]	$c_{nom,adotado}$ [mm]
Lajes, vigas, pilares e paredes	12	XC1	15	15	25	35
	16			16	26	
	20			20	30	
	25			25	35	
Sapatas e vigas de fundação	12	XC2	25	25	35	35
	16			25	35	
	20			25	35	
	25			25	35	

#### 6.1.1.1.2 Distância entre varões

A cl.8.2 do EC2 indica que a distância entre varões deve permitir uma betonagem e uma compactação satisfatória para assegurar adequadas condições de aderência. A distância (horizontal e vertical) entre varões paralelos,  $d_{min}$ , é calculada por:

$$d_{min} = \max\{k_1 \cdot \emptyset; d_g + k_2; 20\} \quad (6.3)$$

Em que:

$\emptyset$  Diâmetro do varão [mm]

$d_g$  Dimensão máxima do agregado. Admitiu-se 20.

Para os valores de  $k_1$  e  $k_2$ , o Anexo Nacional recomenda 1 mm e 5 mm, respetivamente.

No presente trabalho, a maior dimensão dos varões utilizados foi de 25 mm. Assim, através da aplicação da equação (6.3), conclui-se que  $d_{min} = 25$ mm.

### 6.1.1.1.3 Diâmetros admissíveis dos mandris para varões dobrados

O diâmetro mínimo de dobragem,  $\phi_{m,min}$ , de um varão deve ser limitado para evitar o aparecimento de fendas no varão e rotura do betão no interior da curva do varão. Segundo a cl.8.3 do EC2, o diâmetro mínimo de dobragem é obtido através das seguintes expressões:

$$\phi_{m,min} = \begin{cases} \text{se } \phi \leq 16 \text{ mm, } 4 \cdot \phi = \\ \text{se } \phi > 16 \text{ mm, } 7 \cdot \phi \end{cases} \quad (6.4)$$

Os diâmetros mínimos obtidos são apresentados na tabela seguinte:

Tabela 6.3 - Diâmetros mínimos de dobragem de varões

$\phi$ [mm]	$\phi_{m,min}$ [mm]
8	32
10	40
12	48
16	64
20	140
25	175

### 6.1.1.1.4 Comprimentos de amarração

O cálculo do comprimento de amarração necessário deve ter em consideração o tipo de aço e as propriedades de aderência dos varões. De acordo com a cl.8.4.3, o comprimento de amarração de referência,  $l_{b,rqd}$ , é calculado através das seguintes equações:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (6.5)$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (6.6)$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (6.7)$$

Em que:

- $\phi$  Diâmetro do varão [mm];
- $\sigma_{sd}$  Valor de cálculo da tensão na secção do varão;
- $f_{bd}$  Valor de cálculo da tensão de rotura da aderência.
- $\eta_1$  Coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem. O valor adotado foi de 0,7.
- $\eta_2$  Coeficiente relacionado com o diâmetro do varão. Toma o valor de 1,0 pois o maior varão utilizado tem um diâmetro de 25 mm;
- $f_{ctd}$  Valor de cálculo da resistência do betão à tração;
- $\gamma_c$  Coeficiente que considera os efeitos a longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada. O valor recomendado é de 1,0;

- $f_{ctk,0.05}$  Quantilho de 5% do valor da tensão de rotura do betão à compressão. Segundo a cl3.1.3 do EC2, toma o valor de 1,8 MPa;
- $\gamma_c$  Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão. Segundo a cl2.4.2.4 do EC2, toma o valor de 1,5.

O comprimento de amarração de cálculo,  $l_{bd}$ , segundo a cl 8.4.4 do EC2, é obtido através de

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (6.8)$$

Em que:

- $\alpha_1$  Coeficiente que considera o efeito da forma dos varões admitindo um recobrimento adequado;
- $\alpha_2$  Coeficiente que considera o efeito do recobrimento mínimo;
- $\alpha_3$  Coeficiente que considera o efeito da cintagem das armaduras transversais;
- $\alpha_4$  Coeficiente que considera a influência de um ou mais varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração de cálculo;
- $\alpha_5$  Coeficiente que considera o efeito da pressão ortogonal ao plano de fendimento ao longo do comprimento de amarração de cálculo;
- $l_{b,min}$  Comprimento de amarração mínimo.

Os coeficientes apresentados anteriormente são determinados com auxílio do quadro 8.2 do EC2. Porém, de forma conservativa, todos tomam um valor unitário.

A mesma cláusula define ainda o modo de cálculo do comprimento de amarração mínimo,  $l_{b,min}$ :

- Amarrações de varões tracionados

$$l_{b,min} \geq \max\{0,3 \times l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\} \quad (6.9)$$

- Amarrações de varões comprimidos

$$l_{b,min} \geq \max\{0,6 \times l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\} \quad (6.10)$$

Na tabela seguinte são apresentados os resultados obtidos:

**Tabela 6.4 - Valores de comprimentos de amarração**

$\phi$ [mm]	$f_{ctd}$ [Mpa]	$f_{bd}$ [Mpa]	$l_{b,rqd}$ [m]	Varões tracionados		Varões Comprimidos		$l_{bd}$ [m]
				$0,3 \cdot l_{b,rqd}$ [mm]	$l_{b,min}$ [m]	$0,6 \cdot l_{b,rqd}$ [mm]	$l_{b,min}$ [m]	
8	1,2	1,89	0,368	110,48	0,110	220,95	0,221	0,368
10	1,2	1,89	0,460	138,10	0,138	276,19	0,276	0,460
12	1,2	1,89	0,552	165,71	0,166	331,43	0,331	0,552
16	1,2	1,89	0,737	220,95	0,221	441,90	0,442	0,737
20	1,2	1,89	0,921	276,19	0,276	552,38	0,552	0,921
25	1,2	1,89	1,151	345,24	0,345	690,48	0,690	1,151

De forma complementar, o EC8 adiciona as seguintes regras, dispostas na cl.5.6:

- Nas cintas utilizadas como armaduras transversais em vigas, pilares ou paredes, devem ser utilizados estribos fechados com ganchos dobrados a 135° e comprimentos de amarração de  $10b_w$ , em que  $b_w$  é o valor do diâmetro do estribo;
- Em pilares, se na situação de projeto sísmica o esforço axial for de tração, os comprimentos de amarração devem ser aumentados em 50% em relação aos valores obtidos de acordo com o EC2.

### 6.1.1.2 Lajes

No EC2, a cl.9.3.1.1(3) afirma que as percentagens de armadura máxima,  $A_{s,max}$ , e mínima,  $A_{s,min}$ , são as mesmas que nas vigas, dispostas na cl.9.2.1.1. Estas áreas são definidas com as seguintes expressões:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad (6.11)$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c \quad (6.12)$$

Em que:

- $f_{ctm}$  Valor médio da tensão de rotura do betão à tração;
- $f_{yk}$  Valor característico da tensão de cedência à tração do aço;
- $b_t$  Largura média tracionada (em lajes assume-se o valor de 1m);
- $d$  Altura útil da secção transversal;
- $A_c$  Área da secção de betão.

Na fase do pré-dimensionamento foi determinado que todas as lajes teriam uma espessura de 0,25 m. Com base nas equações (6.11) e (6.12) obtiveram-se os seguintes valores de áreas:

**Tabela 6.5 - Valores de armadura máxima e mínima em lajes**

$f_{ctm}$ [Mpa]	$f_{yk}$ [MPa]	$b_t$ [m]	$d$ [m]	$A_c$ [m <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,max}$ [cm <sup>2</sup> /m]
2,6	400	1	0,22	0,25	3,72	100,00

A cl.9.3.1.1(2) impõe ainda que o espaçamento máximo entre varões,  $s_{max,slabs}$ , deve ser:

- Para armaduras principais:

$$s_{max,slabs} = 3 \cdot h \leq 400 \text{ mm} \quad (6.13)$$

- Para armaduras de distribuição:

$$s_{max,slabs} = 3,5 \cdot h \leq 450 \text{ mm} \quad (6.14)$$

Nas zonas de momento máximo na laje, o espaçamento máximo entre varões,  $s_{max,slabs}$ , passam a ser:

- Para armaduras principais:

$$s_{\max,slabs} = 2 \cdot h \leq 250 \text{ mm} \quad (6.15)$$

- Para armaduras de distribuição:

$$s_{\max,slabs} = 3 \cdot h \leq 400 \text{ mm} \quad (6.16)$$

Em que:

$h$  Espessura total da laje.

No presente trabalho, foram adotados dois tipos de pormenorização de armaduras. Nas lajes armadas em duas direções, foi adotada uma malha de  $\varnothing 8//0,10$ , nas faces superior e inferior, e nas lajes armadas em uma direção, foi adotada uma malha de  $\varnothing 8//0,15$ , em ambas as faces.

Segundo a cl.6.2.1(4) do EC2, em alguns casos, a armadura mínima de esforço transversal pode ser desprezada quando é possível a redistribuição transversal das ações nos elementos. Para que esta situação ocorra, a cl.6.2.2 fornece uma expressão que permite a verificação da segurança ao esforço transversal quando a armadura de esforço transversal não é obrigatória, sendo ela:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,min} \quad (6.17)$$

Com:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (d \text{ em mm}) \quad (6.18)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (6.19)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} \leq 0,20 \quad (6.20)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd} \quad (6.21)$$

$$V_{Rd,min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (6.22)$$

Em que:

$A_{st}$  Área de armadura de tração alongada por um comprimento, no mínimo, de  $l_{bd}+d$  para além da secção considerada;

$b_w$  Menor largura da secção transversal na área tracionada;

$$k_1 = 0,15$$

Aplicando as expressões anteriores, e considerando as malhas adotadas, referidas anteriormente, obtiveram-se os resultados apresentados na Tabela 6.6:

**Tabela 6.6 - Valores de esforço transversal resistente sem armadura espedifica nas lajes**

Laje	e [m]	d [m]	$b_w$ [m]	k	$C_{Rd,c}$	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$\rho_1$	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]
Armada 2D	0,25	0,22	1	1,9535	0,12	5,03	0,00229	92,21	≈84,00
Armada 1D	0,25	0,22	1	1,9535	0,12	2,93	0,00133	77,01	≈33,00

É possível observar que os esforços atuantes são inferiores aos esforços resistentes. Assim, conclui-se que todas as lajes verificam a segurança ao esforço transversal

As lajes de escada têm a configuração que se observa na Figura 6.1. Com recurso ao SAP2000, foi possível determinar que a armadura necessária para resistir à flexão é de 11,02 cm<sup>2</sup>/m. Assim, a armadura adotada foi de  $\varnothing 12//0,10$ , com uma área de 11,31 cm<sup>2</sup>/m.

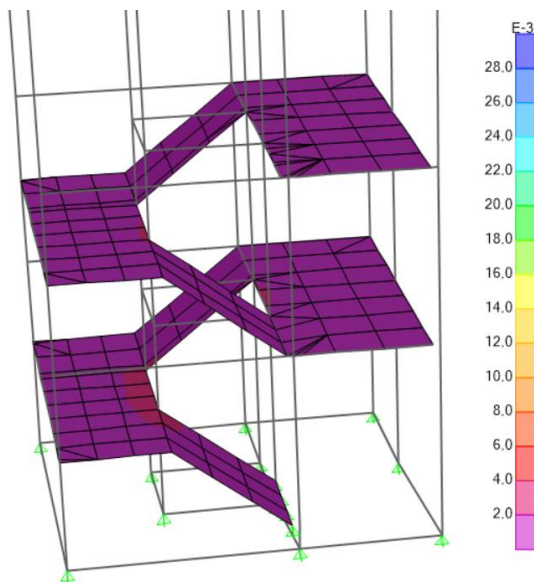


Figura 6.1 - Representação gráfica na armadura de flexão necessária nas lajes de escadas

Em relação ao esforço transversal, também foi possível constatar que os esforços atuantes são menores que os resistentes sem que seja necessária armadura de esforço transversal.

### 6.1.1.3 Vigas

#### 6.1.1.3.1 Armadura Longitudinal

Conforme referido anteriormente, as áreas de armadura longitudinal mínima e máxima são calculadas de acordo com as expressões (6.11) e (6.12), preconizadas pelo EC2. Porém, o EC8 também apresenta condições em relação a disposições construtivas.

No cálculo da resistência à flexão e ao esforço transversal admite-se que as vigas têm um banzo superior com uma largura efetiva,  $b_{eff}$ , em conjunto com a laje. A cl5.4.3.1.1(3) do EC8 especifica os procedimentos de cálculo desta largura, que se pode observar, forma resumida, na seguinte imagem.

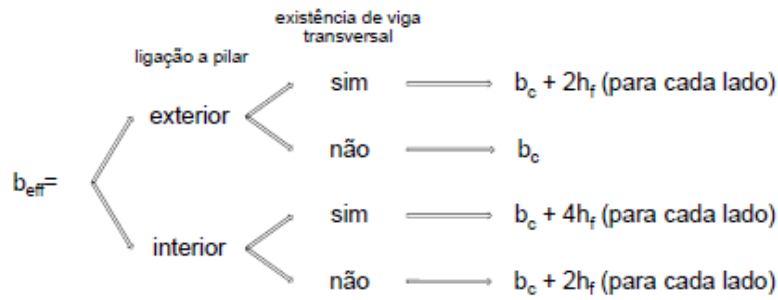


Figura 6.2 - Largura efetiva do banço para vigas ligadas a pilares [Novais, T (2014)]

Em que  $b_c$  e  $h_f$  representam a largura do pilar e a espessura da laje, respetivamente.

Em relação à ductilidade local:

- Nas zonas de compressão, deve ser verificada a seguinte condição na situação de projeto sísmica:

$$A_{s,zona\ comprimida} \geq 0,5 \cdot A_{s,zona\ tracionada} \quad (6.23)$$

- A taxa de armadura na zona tracionada,  $\rho$ , não deve exceder o valor definido por:

$$\rho_{m\acute{a}x} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\varphi \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (6.24)$$

$$\begin{cases} \mu_\varphi = 2 \cdot q_0 - 1, & se\ T_1 \geq T_C \\ \mu_\varphi = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot \frac{T_C}{T_1}, & se\ T_1 < T_C \end{cases} \quad (6.25)$$

Em que:

- $\rho'$  Taxa de armadura da zona comprimida;
- $\varepsilon_{sy,d}$  Extensão de cálculo da cedência do aço;
- $\mu_\varphi$  Fator de ductilidade em curvatura;
- $T_1$  Período fundamental do modo de vibração para cada direção.

Os resultados obtidos foram:

Tabela 6.7 - Fator de ductilidade em curvatura em cada direção

Direção	$T_1$ [s]	$T_C$ [s]	$\mu_\varphi$
X	0,4408	0,6	8,89
Y	0,6983	0,6	6,98

- A taxa de armadura tracionada mínima é definida pela seguinte equação:

$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (6.26)$$

Aplicando (6.26), obtém-se um valor de  $\rho_{min}$  de 0,00325.

O EC8 estabelece regras referentes a amarrações e emendas de armaduras. A cl5.6.2.2 afirma que, para impedir uma rotura de aderência, o diâmetro dos varões longitudinais das vigas que atravessam os nós viga-pilar,  $d_{bL}$ , deve ser limitado de acordo com as seguintes expressões:

a) Nós viga-pilar interiores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 \cdot k_D \cdot \frac{\rho'}{\rho_{max}}} \quad (6.27)$$

b) Nós viga pilar exteriores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad (6.28)$$

Em que:

- $h_c$       Largura do pilar na direção paralela aos varões;
- $v_d$       Esforço normal reduzido;
- $\gamma_{Rd}$       Coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências. Toma o valor de 1 para a classe DCM;
- $k_D$       Coeficiente função da classe de ductilidade. Toma o valor de 2/3 para a classe DCM.

Quando as condições (6.27) e (6.28) não verificam devido a uma menor dimensão da largura do pilar  $h_c$ , poderão ser tomadas as seguintes disposições:

- A viga ou laje poderá ser prolongada horizontalmente sob a forma de tocos exteriores (Figura 6.3 a);
- Poderão ser utilizados varões com cabeça ou chapas de amarração soldadas às extremidades dos varões (Figura 6.3 b);
- Poderá adotar se a dobragem a 90° dos varões longitudinais com um comprimento mínimo de  $10d_{bL}$  e com armaduras transversais colocadas no interior da dobragem (Figura 6.3 c).

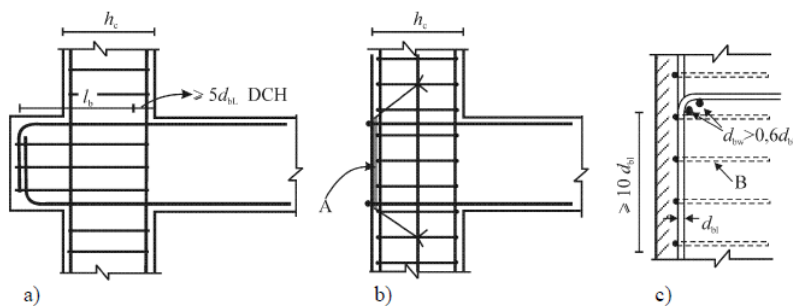


Figura 6.3 - Disposições complementares para a amarração no nós viga-pilar exteriores [EC8]

### 6.1.1.3.2 Armadura Transversal

O EC2 apresenta, igualmente, regras para as armaduras transversais. A cl.9.2.2(5) indica o modo de cálculo da taxa de armadura,  $\rho_w$ , e o seu respetivo valor mínimo,  $\rho_{w,min}$ , que são apresentados de seguida:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (6.29)$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \sin \alpha} \quad (6.30)$$

Em que:

- $A_{sw}$  Área de armadura de esforço transversal no comprimento  $s$ ;
- $s$  Espaçamento das armaduras verticais medido ao longo do eixo longitudinal do elemento;
- $b_w$  Largura de alma do elemento;
- $\alpha$  Ângulo formado entre as armaduras verticais e o eixo longitudinal. Adotou-se  $90^\circ$ .

Aplicando (6.29), o valor de  $\rho_{w,min}$  obtido é de 0,001.

O espaçamento entre armaduras transversais deve cumprir os seguintes requisitos:

- Espaçamento longitudinal máximo,  $s_{L,max}$ :

$$s_{L,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot(\alpha)) \quad (6.31)$$

- Espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos,  $s_{t,max}$ :

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d \leq 600 \text{ mm} \quad (6.32)$$

O EC8 impõe as seguintes condições para as zonas críticas das vigas:

- O diâmetro,  $d_{bw}$ , das armaduras de confinamento não deve ser inferior a 6 mm. No presente trabalho o valor mínimo adotado foi de 8 mm;
- O espaçamento,  $s$ , das armaduras de confinamento não deve ser superior a:

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24 \cdot d_{bw}; 225; 8 \cdot d_{bL} \right\} \quad (6.33)$$

Em que:

- $h_w$  Altura da viga [mm];
- $d_{bL}$  Diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal [mm].

- A primeira armadura de confinamento deve ser colocada a não mais de 50 mm da secção de extremidade da viga.

### 6.1.1.3.3 Dimensionamento

O dimensionamento das vigas, em estruturas de classe de ductilidade média (DCM), deve cumprir as regras de cálculo determinadas pelo "Capacity Design" (Capacidade Real), preconizadas pelo EC8. Com

estes princípios de cálculo, dispostos na cl.5.4.2.2 do EC8, pretende-se dotar uma estrutura de propriedades resistentes à ação sísmica prevenindo a ocorrência de roturas frágeis por esforço transversal e garantindo a formação de roturas plásticas.

A utilização do programa de cálculo automático é uma ferramenta bastante vantajosa pois recorre a estes conceitos e regras impostas pelo EC8 no seu processo de cálculo de esforços e armaduras.

No método da capacidade real, os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser determinados com base no equilíbrio da viga sob a ação:

- Da carga transversal que nela atua na situação de projeto sísmico;
- Dos momentos nas extremidades  $M_{i,d}$  ( $i=1,2$  designando as secções de extremidade da viga) associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica, como se constata na Figura 6.4. Segundo a cl.5.4.2.2(2), estes são calculados do seguinte modo:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (6.34)$$

Em que:

$\gamma_{Rd}$  Coeficiente que tem em conta a possível sobrerresistência por endurecimento do aço. Nas vigas de DCM, toma o valor igual a 1;

$M_{Rb,i}$  Valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade  $i$  no sentido do momento fletor sísmico para o sentido considerado da ação sísmica;

$\sum M_{Rc}$  e  $\sum M_{Rb}$  Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes nos pilares e nas vigas, respetivamente, no nó a que concorrem.

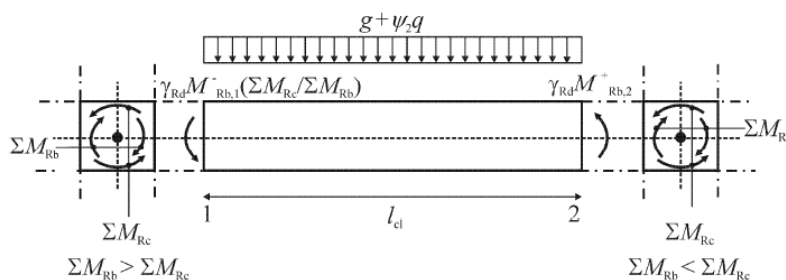


Figura 6.4 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas [EC8]

Esta metodologia baseia-se no princípio pilar forte/viga fraca, em que a soma dos momentos resistentes dos pilares devem ser 30% mais resistentes que os momentos resistentes das vigas. Por este motivo, na aplicação da equação (6.34), adota-se a situação mais favorável, em que  $\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}$  toma um valor unitário. Assim, esta equação pode ser simplificada e reescrita do seguinte modo:

$$M_{i,d} = M_{Rb,i} \quad (6.35)$$

O esforço transversal,  $V_{Ed}$ , nas extremidades das vigas pode ser calculado do seguinte modo:

$$V_{i,Ed} = \frac{M_1 + M_2}{l_{cl}} + V_{g+\Psi_{2,q,i}} \quad (6.36)$$

Em que:

$M_1; M_2$  Momentos nas secções de extremidade das vigas associados à formação de rótulas plásticas;

$l_{cl}$  Comprimento livre da viga;

$V_{g+\Psi_{2,q,i}}$  Valor do esforço transversal na situação de projeto sísmica.

#### 6.1.1.3.4 Verificação da segurança

Após o cálculo da área de armadura longitudinal necessária para verificar a segurança à flexão com recurso ao SAP2000, o passo seguinte é adotar uma pormenorização de armaduras que cumpra todos os requisitos regulamentares.

De seguida, serão apresentados os resultados das verificações para a viga exemplo, cujas características se apresentam na tabela seguinte:

**Tabela 6.8 - Características da viga exemplo (1)\_V2.12(4)**

Viga	b [m]	h [m]	d [m]	L [m]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,max}$ [cm <sup>2</sup> ]
(1)_V2.12(4)	0,25	0,75	0,71	8,48	3,00	75

As áreas de armaduras obtidas pelo programa de cálculo, em três zonas da viga, são apresentadas na Tabela 6.9, assim como a pormenorização adotada.

**Tabela 6.9 - Pormenorização adotada na viga-exemplo**

Zona	Face	$A_{s,modelo}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,adotada}$ [cm <sup>2</sup> ]	
			Porm.	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]
Inicial	Superior	13,41	3Ø25	14,73
	Inferior	5,69	2Ø25+Ø20	12,26
Meio-vão	Superior	0	2Ø25	9,82
	Inferior	11,52	2Ø25+Ø20	12,96
Final	Superior	19,4	4Ø25	19,63
	Inferior	8,42	2Ø25+Ø20	12,96

De seguida são apresentados os valores máximos admissíveis para os varões longitudinais, calculados através das equações (6.27) e (6.28), para a viga-exemplo:

**Tabela 6.10 - Diâmetros máximos de varões longitudinais na viga-exemplo**

Nó		Pilar	$h_c$ [m]	$N_{Ed}$ [kN]	$U_d$	$d_{bL,máx}$ [mm]	$d_{bL,adotado}$ [mm]
Inicial	Interior	P2.25	0,50	922,97	0,369	28	25
Final	Exterior	P2.39	0,65	1141,42	0,421	49	25

Observando os valores máximos admissíveis e, comparando com os valores adotados, conclui-se que as condições impostas pelas expressões (6.27) e (6.28) são verificadas.

Conforme referido anteriormente, uma parcela da capacidade resistente à flexão na viga provém do contributo da armadura existente na face superior da laje ao longo da largura efetiva do banzo. Na Tabela 6.11 são apresentadas as áreas de armadura de laje que foram consideradas no cálculo dos momentos resistentes nas vigas.

**Tabela 6.11 - Áreas de armadura da laje na largura efetiva do banzo**

Zona	Pilar	$b_{eff}$ [m]	$A_{s,laje}$ [cm <sup>2</sup> ]
Inicial	P2.25	2,0	10,06
Final	P2.39	1,0	5,03

No cálculo do momento resistente considerou-se que as armaduras se encontram em cedência e a altura da linha neutra foi calculada através da seguinte equação:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad (6.37)$$

E o momento resistente através de:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad (6.38)$$

Em que:

$A_s$  Área de armadura longitudinal de tração

$d$  Distância entre o centro de gravidade da armadura de tração e a fibra mais comprimida da secção

Os valores dos momentos resistentes são apresentados na Tabela 6.12, assim como as verificações de ductilidade local impostas pelas equações (6.23) e (6.24).

**Tabela 6.12 - Verificação da ductilidade local na viga-exemplo**

Zona	Face	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$x$ [m]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$M_{Ed}$ [kN.m]	$\rho$	$\rho'$	$\rho_{max}$
Inicial	Superior	24,79	0,259	522,99	303,87	0,0132	0,0069	0,0140
	Inferior	12,96	0,135	295,67	0,00			
Meio-vão	Superior	9,82	0,102	228,51	0,00	0,0052	0,0052	0,0123
	Inferior	12,96	0,135	295,67	265,20			
Final	Superior	24,66	0,257	520,71	424,54	0,0132	0,0069	0,0140
	Inferior	12,96	0,135	295,67	212,27			

Os valores de esforço transversal atuante nas zonas críticas foram calculados de acordo com as fórmulas (6.35) e (6.36), e os resultados são apresentados na Tabela 6.13:

**Tabela 6.13 - Esforço Atuante na viga-exemplo**

Face	$M_{Rd,b,1}$ [kN.m]	$M_{Rd,b,2}$ [kN.m]	$l_{cl}$ [m]	$V_{g+\psi 2q,1}$ [kN]	$V_{Ed,1}$ [kN]	$V_{Ed,1(modelo)}$ [kN]	$V_{g+\psi 2q,2}$ [kN]	$V_{Ed,2}$ [kN]	$V_{Ed,2(modelo)}$ [kN]
Superior	522,99	520,71	8,1	139,32	240,39	239,58	218,81	319,60	345,74
Inferior	295,67	295,67							

Através da tabela anterior, observa-se que o valor de  $V_{Ed}$  na extremidade 1, obtido pelo programa de cálculo, é semelhante ao valor calculado através do Capacity Design. Por outro lado, o valor de  $V_{Ed}$  na extremidade 2 difere pois, a combinação mais desfavorável, na mesma, não é a sísmica.

Os comprimentos das zonas críticas,  $l_{cr}$ , são definidas na cl.5.4.3.1.2 através da condição:

$$l_{cr} = h_w \quad (6.39)$$

Em que  $h_w$  representa a altura da viga.

Na viga exemplo, o valor de  $l_{cr}$  toma o valor de 0,75 m.

Após o cálculo do esforço transversal, estão reunidas condições para a pormenorização das armaduras resistentes. Estas devem cumprir as condições descritas nas equações (6.31) e (6.32), como representa a tabela seguinte:

**Tabela 6.14 - Espaçamento Longitudinal de armaduras transversais**

d [m]	$s_{t,max}$ [mm]	$s_{L,max}$ [mm]
0,71	532,50	1065,00

O cálculo do esforço resistente é feito do seguinte modo:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (6.40)$$

com um limite máximo de:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (6.41)$$

Em que:

- $\alpha_{cw}$  Coeficiente que tem em conta o estado de tensão do banzo comprimido. Toma o valor de 1,0;
- $b_w$  Largura do menor banzo da viga;
- $z$  Braço do binário das forças interiores. Considerou-se  $z = 0,9 \cdot d$ ;
- $v_1$  Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal. Adotou-se 0,60.

De seguida, são apresentados os valores máximo de esforço transversal resistente máximo, de acordo com (6.41), e o de esforço transversal resistente sem armadura, calculado através de (6.17).

**Tabela 6.15 - Valor de esforço transversal máximo e esforço transversal sem armadura na viga-exemplo**

z [m]	$v_1$	$V_{Rd,max}$ [kN]	k	CRd,c	p1	$V_{Rd,c}$ [kN]
0,639	0,54	718,875	1,531	0,12	0,0124	102,39

As pormenorizações adotadas nas zonas críticas foram as seguintes:

**Tabela 6.16 - Pormenorização de armaduras de esforço transversal na viga-exemplo**

Zona	$V_{Ed,calc}$ [kN]	$V_{Ed,mod}$ [kN]	Pormenorização	$A_{sw}/s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$V_{Rd,s}$ [kN]
Inicial	240,39	239,58	ø10//0,125 (2r)	12,56	279,16
Final	319,6	345,74	ø10//0,10 (2r)	15,70	348,95

Tendo em consideração a condição (6.33), referente ao espaçamento das armaduras de confinamento, preconizadas pelo EC8, apresentam-se os seus valores na seguinte tabela:

**Tabela 6.17 - Espaçamento máximo entre armadura de esforço transverso nas zonas críticas das vigas exemplo**

$h_w/4$	$8d_{bL}$	$24d_{bw}$	$s_{max}$ [mm]
187,50	200	240	187,50

Conclui-se que a pormenorização adotada, verifica as condições impostas pelo regulamento.

### 6.1.1.4 Pilares sísmicos primários

#### 6.1.1.4.1 Armadura longitudinal

O EC2 define na cl.9.5.2 que os varões longitudinais de um pilar devem apresentar, no mínimo, varões com diâmetro de 8 mm e que a sua área total,  $A_s$ , é limitada por  $A_{s,min}$  e  $A_{s,max}$ , calculadas através das seguintes expressões:

$$A_{s,min} = \frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,002 \cdot A_c \quad (6.42)$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c \quad (6.43)$$

Em que:

- $N_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço axial de compressão;
- $A_c$  Área da secção transversal de betão;
- $f_{yd}$  Valor de cálculo da tensão de cedência.

O EC8 define um pilar como um elemento que está sujeito da a forças gravíticas por compressão axial ou sujeito a um esforço normal reduzido de cálculo superior a 0,1. O esforço normal reduzido,  $v_d$ ; é calculado segundo a expressão (6.44) e não deve ser superior a 0,65.

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (6.44)$$

Esta norma estabelece ainda que:

- A taxa de armadura longitudinal,  $\rho_1$ , não deve ser inferior a 0,01 nem superior a 0,04;
- Nas secções transversais simétricas devem ser adotadas configurações simétricas de armaduras;
- Ao longo de cada face do pilar deve ser colocado um varão intermédio entre os varões de canto.

#### 6.1.1.4.2 Armadura Transversal

O EC2 define na cl.9.5.3 que as armaduras transversais de um pilar devem apresentar, no mínimo, varões com diâmetro de 6 mm e os espaçamentos entre si não deve excedem  $s_{cl,max}$ , que se calcula da seguinte forma:

$$s_{cl,max} = \min\{b; 400; 20 \cdot d_{bL}\} \quad (6.45)$$

Em que:

- b Menor dimensão do pilar;
- $d_{bL}$  Diâmetro mínimo dos varões de armadura longitudinais.

Segundo a cl.5.4.3.2.2 do EC8, nas zonas críticas dos pilares sísmicos primários a distância entre varões longitudinais consecutivamente abraçados por cintas deve ser inferior a 200 mm. A extensão da zona crítica é calculada através da seguinte expressão:

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0,45\} \quad (6.46)$$

Em que:

- $h_c$  Maior dimensão do pilar;
- $l_{cl}$  Comprimento livre do pilar.

A mesma cláusula afirma que, caso  $\frac{l_{cl}}{h_c}$  for menor que 3, a altura do pilar sísmico primário deve ser considerada como zona crítica e armada como tal.

O espaçamento máximo entre cintas,  $s$ , segundo o EC8 deve ser calculado do seguinte modo:

$$s = \min\left\{\frac{b_0}{2}; 175; 8 \cdot d_{bL}\right\} \quad (6.47)$$

Em que:

- $b_0$  Dimensão mínima do núcleo de betão, em relação ao eixo das cintas;
- $d_{bL}$  Diâmetro mínimo dos varões longitudinais.

Segundo a cl.5.2.3.4(4), nas zonas críticas dos elementos sísmicos primários, o fator de ductilidade em curvatura,  $\mu_\phi$ , deve ser, pelo menos, 1,5 vezes o valor do valor obtido em (6.24) e (6.25). Os valores obtidos foram os seguintes:

Tabela 6.18 - Fator de ductilidade

Direção	$T_1$ [s]	$T_c$ [s]	$\mu_\phi$
X	0,4408	0,6	13,35
Y	0,6983	0,6	10,47

A cl.5.4.3.2.2(7)P acrescenta ainda que, se for atingida em qualquer ponto da secção transversal uma extensão do betão superior a  $\epsilon_{cu2} = 0,0035$  para os valores de  $\mu_\phi$  obtidos, a perda de resistência

devido ao destacamento do betão deve ser compensada através de um confinamento adequado do núcleo de betão.

Os 2 últimos requisitos referidos são verificados se for satisfeita a condição presente cl.5.4.3.2.2(8) do EC8, que se apresenta de seguida:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (6.48)$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Volume de cintas}}{\text{Volume do núcleo de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq 0,08 \quad (6.49)$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad (6.50)$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0}, \text{ (secções retangulares)} \quad (6.51)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right), \text{ (secções retangulares)} \quad (6.52)$$

Em que:

- $\alpha$  Coeficiente de eficácia do confinamento;
- $\omega_{wd}$  Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas;
- $\mu_{\phi}$  Fator de ductilidade em curvatura;
- $\nu_d$  Esforço axial reduzido;
- $\varepsilon_{sy,d}$  Valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço;
- $b_c$  Largura bruta da secção transversal;
- $b_0$  Largura do núcleo confinado;
- $h_0$  Altura no núcleo confinado;
- $s$  Espaçamento entre cintas.

#### 6.1.1.4.3 Dimensionamento

O dimensionamento dos pilares sísmicos primários, tal como nas vigas, é realizado com base na metodologia da Capacidade Real, onde se pretende garantir a formação de rótulas plásticas nas extremidades das vigas e evitar roturas frágeis por esforço transversal. Nesse sentido, o EC8 preconiza na cl.4.4.2.3(4) que, em estruturas porticadas ou sistemas equivalentes a pórticos, os pilares devem ter uma resistência à flexão que exceda a resistência das vigas no nó em 30%, como representa a seguinte condição:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (6.53)$$

Em que:

- $\sum M_{Rc}$  Somatório dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó;
- $\sum M_{Rb}$  Somatório dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó;

Como demonstrado em 4.4, a estrutura em estudo foi classificada como Sistema Misto Equivalente a Pórtico na direção X e Sistema Porticado na direção Y. Por este motivo, a verificação da condição (6.53) é obrigatória.

Os valores de cálculo dos esforços transversos devem igualmente ser determinados pela regra de cálculo pela capacidade real definida pela equação (6.54) e como demonstra a Figura 6.5:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min \left( 1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right). \quad (6.54)$$

Em que:

- $\gamma_{Rd}$  Coeficiente que tem em conta a possível sobrerresistência por endurecimento do aço. Nos pilares de DCM, toma o valor igual a 1,1;
- $M_{Rc,i}$  Valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico para o sentido considerado da ação sísmica;

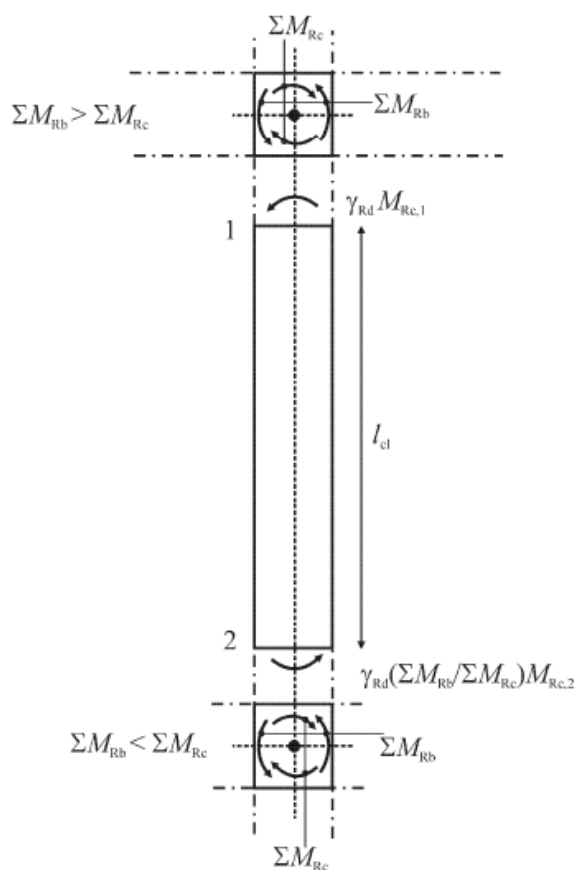


Figura 6.5 - Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal em pilares [EC8]

À semelhança da equação (6.34), (6.54) também pode ser simplificada da seguinte forma:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}. \quad (6.55)$$

O esforço transversal,  $V_{Ed}$ , nas extremidades das vigas é calculado do seguinte modo:

$$V_{i,Ed} = \frac{M_1 + M_2}{l_{cl}} \quad (6.56)$$

Em que:

- $M_1; M_2$  Momentos nas secções de extremidade dos pilares associados à formação de rótulas plásticas;  
 $l_{cl}$  Comprimento livre do pilar.

Por fim, é realizada a verificação à flexão composta desviada, preconizada na cl.5.8.9 do EC2, através da seguinte fórmula:

$$\left[ \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} \right]^a + \left[ \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \right]^a \leq 1,0 \quad (6.57)$$

Em que:

- $M_{Ed,x/y}$  Momento de cálculo em relação ao eixo considerado;  
 $M_{Rd,x/y}$  Momento resistente na ação considerada;  
 a Expoente. De modo conservativo, toma o valor unitário-

#### 6.1.1.4.4 Verificação da segurança

De modo semelhante ao efetuado nas vigas, a configuração de armaduras é feita com base nos valores obtidos através do software de cálculo automático. Contudo, por motivos arquitetónicos, não foi possível modelar a estrutura do edifício de modo a que o eixo da viga coincidisse com o eixo dos pilares na direção Y. Quando esta situação se verifica, o software de cálculo não efetua a verificação da condição (6.53). Por este motivo, foi necessário realizar uma análise manual na direção X que resultou na consideração do contributo da laje na direção X no cálculo dos momentos resistentes dos pilares

De seguida serão demonstrados os cálculos feitos para um pilar exemplo, cujas características se apresentam na tabela seguinte:

Tabela 6.19 - Características do pilar-exemplo

Pilar	Dim X [m]	Dim Y [m]	d [m]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,max}$ [cm <sup>2</sup> ]
P2.39	0,25	0,65	0,602	2,54	65

A configuração de armaduras adotada para este elemento apresenta-se na Tabela 6.20 e pode ser visualizada na Figura 6.6:

Tabela 6.20 - Configuração de armaduras adotada no pilar-exemplo

Piso	L [m]	Pormenorização	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s/A_c$ [%]
1	4,0	18ø25+2ø16	92,4	5,686%
2	3,5	18ø25+2ø16	92,4	5,686%
3	3,5	18ø25+2ø16	92,4	5,686%

A pormenorização adotada ultrapassa os 4% preconizados pelo EC8, contudo, o artigo 121º do REBAP, norma que ainda vigora, afirma que a área total de armadura, nas zonas de empalme, não deve

ultrapassar 8% da área da secção transversal do elemento. A pormenorização adotada para o pilar foi a mesma em todos os pisos e com a configuração demonstrada na figura seguinte. Para a mesma pormenorização de armaduras ficar a abaixo dos 4%, com os mesmos esforços aplicados, o pilar teria de ser aumentado para, pelo menos 0,36 m. Esta situação não foi possível por motivos arquitetónicos, uma vez que este pilar se encontra entre duas janelas.

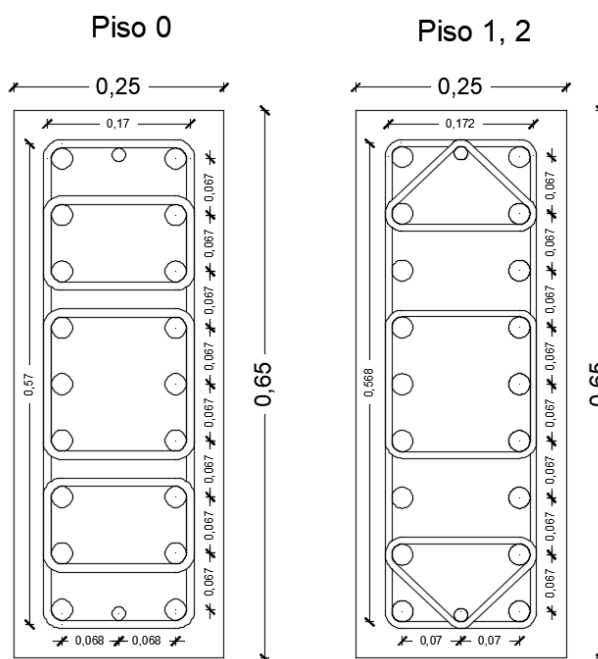


Figura 6.6 - Configuração de armaduras do pilar-exemplo

O momento resistente em torno de X apenas com 2 varões de 25 mm em cada face era suficiente para verificar a condição (6.53): Porém, a cl.5.4.3.2.2(2)P impõe que, para assegurar a integridade dos nós viga-pilar, deve ser colocado ao longo de cada face do pilar pelo menos um varão intermédio entre os varões de canto. Apesar de não ser prática comum colocar varões com grandes diferenças de diâmetro, e uma vez que não existe regulamentação que o impeça, optou-se por colocar um varão de 16 mm em cada face.

Os momentos resistentes foram calculados através de um programa de cálculo e análise de secções transversais de betão armado designado *XD-CoSec*. Os resultados obtidos foram os seguintes:

Tabela 6.21 - Momentos resistentes no pilar-exemplo, em torno de X

Flexão em torno de X							
Piso	$A_{s1}=A_{s2}$ [cm <sup>2</sup> ]	b [m]	h [m]	$d_1$ [m]	d [m]	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Rd,x}$ [kN.m]
1	11,83	0,25	0,65	0,048	0,602	1141,42	442,58
2	11,83	0,25	0,65	0,048	0,602	322,1	383,9
3	11,83	0,25	0,65	0,048	0,602	296,15	313,68

**Tabela 6.22 - Momentos resistentes no pilar-exemplo, em torno de Y**

Flexão em torno de Y							
Piso	$A_{s1}=A_{s2}$ [cm <sup>2</sup> ]	b [m]	h [m]	$d_1$ [m]	d [m]	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Rd,y}$ [kN.m]
1	44,18	0,65	0,25	0,048	0,202	1141,42	375,40
2	44,18	0,65	0,25	0,048	0,202	322,1	329,39
3	44,18	0,65	0,25	0,048	0,202	296,15	269,62

De seguida, foi realizada a verificação à flexão composta desviada, segundo a equação (6.57). Os resultados foram os seguintes:

**Tabela 6.23 - Verificação à flexão composta desviada**

$M_{Ed,x}$ [kN.m]	$M_{Rd,x}$ [kN.m]	$M_{Ed,y}$ [kN.m]	$M_{Rd,y}$ [kN.m]	a	Rácio
187,83	442,58	135,21	375,40	1	0,785
260,18	383,9	87,57	329,39	1	0,944
244,68	313,68	53,546	269,62	1	0,979

É possível concluir que todos elementos apresentam valores inferiores a 1, encontrando-se, assim, verificada a resistência à flexão composta desviada.

A fase seguinte foi a aplicação da filosofia do dimensionamento através da capacidade real, com recurso à equação (6.53). Os resultados podem ser consultados na Tabela 6.24, em que:

$$\text{Rácio inferior } i = \frac{1,3 \cdot 0,55 \cdot \sum M_{Rb,i}}{\sum M_{RC,i}} \quad (6.58)$$

$$\text{Rácio superior } i = \frac{1,3 \cdot 0,45 \cdot \sum M_{Rb,i}}{\sum M_{RC,i+1}} \quad (6.59)$$

**Tabela 6.24 - Verificação da resistência à flexão através da Capacidade Real**

Piso	Direção	Pilar	Vigas			Nó	
		$M_{Rd}$ [kNm]	Identificação	Zona	$M_{Rd}$ [kNm]	Rácio inferior	Rácio Superior
1	2	442,58	V2.12(4)	Fim	520,71	0,841	0,793
			-	-			
1	3	357,40	V2.07(1)	Fim	181,01	0,954	0,847
			V2.07(2)	Início	295,77		
2	2	383,90	V2.12(4)	Fim	520,71	0,970	0,970
			-	-			
2	3	329,39	V2.07(1)	Fim	181,01	0,940	0,940
			V2.07(2)	Início	250,55		
3	2	313,68	V2.12(4)	Fim	228,93		-
			-	-			
3	3	269,62	V2.07(1)	Fim	86,83		-
			V2.07(2)	Início	86,83		

Analisando a Tabela 6.24, é possível aferir que todos os rácios são inferiores a 1, pelo que se pode concluir que o pilar-exemplo cumpre os requisitos de dimensionamento de acordo com a metodologia da Capacidade Real.

Após o cálculo dos momentos resistentes, foram calculados os esforços transversos através da aplicação da expressão (6.56). Na direção X, a viga tem uma altura de que chega ao nó tem 0,50 m de altura e, na direção Y, a viga tem uma altura de 0,75 m. Os resultados obtidos foram:

**Tabela 6.25 - Esforços transversos atuantes no pilar-exemplo, segundo as direções X e Y**

Piso	Direção X		Direção Y	
	$L_{cl}$ [m]	$V_{Ed,x}$ [kN]	$L_{cl}$ [m]	$V_{Ed,y}$ [kN]
1	3,5	224,65	3,25	299,59
2	3	241,55	3,25	307,12
3	3	197,72	3,25	250,95

Nesta fase não faz sentido comparar os valores calculados com os valores obtidos através do SAP2000 porque, como referido anteriormente, na direção X o eixo da viga não coincide com o eixo do pilar e o software não efetua o cálculo através da Capacidade Real.

Os valores de  $V_{Rd,c}$  e  $V_{Rd,max}$ , calculados de segundo (6.17) e (6.41), apresentam-se nas seguintes tabelas:

**Tabela 6.26 - Valor de esforço transverso máximo e esforço transverso sem armadura, no pilar-exemplo, na direção X**

Direção X										
Piso	$b_w$ [m]	$z$ [m]	$v_1$	$V_{Rd,max}$ [kN]	$k$	$k_1$	$\sigma_{CP}$	$C_{Rd,c}$	$\rho_1$	$V_{Rd,c}$ [kN]
1	0,65	0,1818	0,54	797,65	1,995	0,150	5,000	0,12	0,0704	274,61
2	0,65	0,1818	0,54	797,65	1,995	0,150	1,982	0,12	0,0704	215,17
3	0,65	0,1818	0,54	797,65	1,995	0,150	1,822	0,12	0,0704	212,03

**Tabela 6.27 - Valor de esforço transverso máximo e esforço transverso sem armadura, no pilar-exemplo, na direção Y**

Direção Y										
Piso	$b_w$ [m]	$z$ [m]	$v_1$	$V_{Rd,max}$ [kN]	$k$	$k_1$	$\sigma_{CP}$	$C_{Rd,c}$	$\rho_1$	$V_{Rd,c}$ [kN]
1	0,25	0,5418	0,54	914,29	1,576	0,150	5,000	0,12	0,0704	237,65
2	0,25	0,5418	0,54	914,29	1,576	0,150	1,982	0,12	0,0704	178,21
3	0,25	0,5418	0,54	914,29	1,576	0,150	1,822	0,12	0,0704	175,07

De seguida, são apresentadas na Tabela 6.29 as configurações de armaduras transversais adotadas nas zonas críticas, segundo as direções X e Y, assim como os respetivos momentos resistentes.

**Tabela 6.28 - Pormenorização de armaduras de esforço transverso, no pilar exemplo, segundo X**

Esforço Transverso segundo X						
Piso	$L_{cl}$ [m]	Pormenorização	$A_{sw}$ [cm <sup>2</sup> ]	$z$ [m]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Ed,x}$ [kN]
1	3,5	ø10//0,075 (8r)	83,76	0,182	529,65	224,65
2	3	ø8//0,075 (6r)	40,20		254,2	241,55
3	3	ø8//0,075 (6r)	40,20		254,2	197,72

Tabela 6.29 - Pormenorização de armaduras de esforço transverso, no pilar exemplo, segundo Y

Esforço Transverso segundo Y						
Piso	L <sub>cl</sub> [m]	Pormenorização	A <sub>sw</sub> [cm <sup>2</sup> ]	z [m]	V <sub>Rd,s</sub> [kN]	V <sub>Ed,x</sub> [kN]
1	3,25	ø10//0,075 (2r)	20,94	0,542	394,62	299,59
2	3,25	ø8//0,075 (3r)	20,10		378,79	307,12
3	3,25	ø8//0,075 (3r)	20,10		378,79	250,95

Nos pilares, a extensão da zona crítica é definida através da condição (6.46) e os resultados obtidos foram os seguintes:

Tabela 6.30 - Extensão da zona crítica no pilar-exemplo

h <sub>c</sub> [m]	L <sub>cl</sub> [m]	L <sub>cr</sub> [m]
0,65	3,25	0,65

Os espaçamentos máximos entre cintas na zona crítica, s, e na zona corrente, s<sub>cl,max</sub>, calculados segundo (6.47) e (6.45), respetivamente, são:

Tabela 6.31 - Espaçamentos máximos nas zonas críticas e corrente, no pilar-exemplo

b <sub>0</sub> /2[mm]	8d <sub>bL</sub> [mm]	s [mm]	b [mm]	20d <sub>bL</sub> [mm]	s <sub>cl,max</sub> [mm]
85	128	85	250	320	250

Conclui-se que o espaçamento adotado respeita o regulamento.

Seguidamente são apresentadas as verificações de ductilidade local relativas ao pilar exemplo, que se regem de acordo com a equação (6.48).

- Cálculo  $\sum b_i^2$

$$\text{Piso 0} \quad \sum b_i^2 = (2 \times 0,068)^2 + 6 \times 0,067^2 + (2 \times 0,067)^2$$

$$\text{Piso 1 e 2} \quad \sum b_i^2 = 2 \times (0,07)^2 + 2 \times 0,067^2 + 3 \times (2 \times 0,067)^2$$

- Cálculo do 1º termo de (6.48)

Piso	b <sub>0</sub> [m]	h <sub>0</sub> [m]	s [m]	α <sub>n</sub>	α <sub>s</sub>	α	W <sub>wd</sub>	α.W <sub>wd</sub>
1	0,170	0,570	0,075	0,782	0,728	0,569	0,624	0,355
2 e 3	0,172	0,572	0,075	0,754	0,731	0,551	0,426	0,235

- Cálculo do 2º termo de (6.48)

Piso	μ <sub>φ</sub>	V <sub>d</sub>	ε <sub>sy,d</sub>	b <sub>C</sub> [m]	b <sub>0</sub> [m]	Resultado
1	10,47	0,421	0,0017	0,25	0,17	0,3037
2		0,119			0,172	0,0595
3		0,109			0,172	0,0518

Analisando os resultados obtidos, verifica-se que, nos 3 pisos, os valores do 1º termo de (6.48) são superiores aos valores do 2º. Assim, conclui-se que o pilar-exemplo respeita todas as regras de ductilidade local preconizadas pelo EC8.

### 6.1.1.5 Paredes Dúcteis

O EC8 define como parede todos os elementos estruturais de secção transversal alongada e relação comprimento/espessura superior a 4, que suportem outros elementos. São elementos cujo objetivo é a dissipação de energia numa nas zonas de formação de rótulas plásticas de flexão.

#### 6.1.1.5.1 Armadura Longitudinal

O dimensionamento das armaduras longitudinais é baseado no método dos pilares fictícios, que consiste em admitir que a capacidade resistente da parede se concentra nas extremidades da mesma. Esta metodologia permite garantir uma maior eficiência da armadura longitudinal pois o braço das forças atuantes na secção é maior e porque a linha neutra se aproxima da face comprimida, resultando em menores compressões.

A armadura longitudinal é obtida através da seguinte expressão:

$$A_{s,v} = \frac{F_s}{f_{yd}} \quad (6.60)$$

$$F_t = \frac{M}{z} \pm \frac{N}{2} \quad (6.61)$$

Em que:

- $F_t$  Força de tração na armadura tracionada;
- $M$  Valor de momento fletor atuante, na situação de projeto sísmica;
- $N$  Valor de esforço axial atuante

A área de armadura longitudinal deve se encontrar no intervalo definido por  $A_{s,v \min}$  e  $A_{s,v \max}$ , definidas na cl.9.6.2(1) do EC2 e cujo modo de cálculo é apresentado de seguida:

$$A_{s,v \min} = 0,002 \times A_c \quad (6.62)$$

$$A_{s,v \max} = 0,04 \times A_c \quad (6.63)$$

Em que:

- $A_c$  Área da secção de betão da parede.

A distância entre varões longitudinais adjacentes deve respeitar a seguinte condição:

$$d \leq \min\{3 \times b_w; 400\} \quad (6.64)$$

Em que:

- $b_w$  Menor dimensão da parede em planta.

O EC8 impõe ainda que o valor do esforço axial reduzido não deve ser superior a 0,4 (cl.5.4.3.4.1(2)) e que a taxa de armadura longitudinal nos elementos de extremidade não deve ser inferior a 0,005 (cl.5.4.3.4.2(8)).

#### 6.1.1.5.2 Armadura Transversal

O EC2 preconiza que a distância entre varões horizontais adjacentes deve ser inferior a 400 mm e a armadura longitudinal mínima,  $A_{s,h,min}$ , em cada face deverá ser calculada de acordo com a condição definida na cl.9.6.3 do mesmo regulamento e que se apresenta de seguida:

$$A_{s,h,min} = \max\{0,25 \cdot A_{s,v}; 0,001 \cdot A_c\} \quad (6.65)$$

A cl.9.6.4 do EC2 define que em qualquer parte de uma parede onde a área total da armadura longitudinal nas duas faces é superior a  $0,02A_c$ , devem-se colocar armaduras transversais, sob a forma de estribos ou ganchos.

Em relação ao confinamento destes elementos, e à semelhança dos pilares, devem ser cumpridos requisitos relativos à ductilidade local. Os pilares fictícios são reforçados verticalmente ao longo do seu comprimento crítico ( $h_{cr}$ ) e horizontalmente ao longo do seu comprimento ( $l_c$ ). O comprimento crítico encontra-se definido na cl.5.4.3.4.2 do EC8 e é determinado do seguinte modo:

$$h_{cr} = \max\left\{l_w; \frac{h_w}{6}\right\} \quad (6.66)$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s, \text{ para } n \leq 6 \text{ pisos} \\ 2 \cdot h_s, \text{ para } n \geq 7 \text{ pisos} \end{cases} \quad (6.67)$$

Em que:

- $l_w$  Maior dimensão, em planta, da parede;
- $h_w$  Altural total da parede na vertical;
- $h_s$  Altura livre entre pisos;
- $b_w$  Menor dimensão, em planta, da parede.

O comprimento do pilar fictício é calculado de acordo com as seguintes expressões:

$$l_c = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}}\right) \quad (6.68)$$

$$l_{c,min} = \max\{0,15 \cdot l_w; 1,5 \cdot b_w\} \quad (6.69)$$

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0} \quad (6.70)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} \quad (6.71)$$

$$\omega_v = \frac{A_{s,v}}{h_c \cdot b_c} \cdot \frac{f_{yd,v}}{f_{cd}} \quad (6.72)$$

Em que:

- $l_w$  Maior dimensão, em planta, da parede;
- $h_w$  Altura total da parede na vertical;
- $x_u$  Posição do eixo neutro correspondente à curvatura última após o destacamento do betão situado fora do núcleo confinado dos elementos de extremidade;
- $\omega_v$  Taxa mecânica das armaduras verticais da alma;
- $\varepsilon_{cu2}$  Extensão do betão;
- $\varepsilon_{cu2,c}$  Extensão última do betão confinado.

Os requisitos da ductilidade local nas paredes dúcteis são cumpridos quando o confinamento adotado verificar a seguinte condição (cl.5.4.3.4.2(4) do EC8):

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\varphi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (6.73)$$

O valor da ductilidade em curvatura ( $\mu_\varphi$ ) deve ser o mesmo calculado para as vigas, mas com o valor básico do coeficiente de comportamento substituído pelo produto deste com o valor máximo da relação  $M_{Ed}/M_{Rd}$  na base da parede para a situação de projeto sísmica. Considerando que na situação mais desfavorável a relação  $M_{Ed}/M_{Rd}$  é igual a 1, o valor da ductilidade em curvatura mantém-se igual ao calculado para as vigas (ver Tabela 6.7). Tal como nos pilares, a taxa mecânica volumétrica de armadura não deve ser inferior a 0,08.

A cl.5.4.1.2.3 estabelece um valor mínimo para a alma da parede,  $b_{w0}$ , que deve satisfazer a seguinte expressão:

$$b_{w0} = \max\left\{0,15; \frac{h_s}{20}\right\} \quad (6.74)$$

Segundo a cl.5.4.3.4.2(10), a espessura das partes confinadas  $b_w$  da secção da parede deve ser superior a 200 mm e cumprir o seguinte requisito:

$$\begin{cases} \text{se } l_c \leq \max\{2 \cdot b_w; 0,2 \cdot l_w\}, b_w > \frac{h_s}{15} \\ \text{se } l_c > \max\{2 \cdot b_w; 0,2 \cdot l_w\}, b_w > \frac{h_s}{10} \end{cases} \quad (6.75)$$

### 6.1.1.5.3 Dimensionamento

De acordo com a cl.5.4.2.4 do EC8, o dimensionamento de paredes dúcteis deve ter em consideração as incertezas de análise e dos efeitos dinâmicos pós-elásticos quando se utiliza uma metodologia simplificada, como a adotada no presente trabalho. Este método simplificado consiste na

determinação dos esforços atuantes através de uma envolvente de esforços sobredimensionados que evitem a formação de rótulas plásticas na base das paredes.

A cláusula referida anteriormente apresenta o método de cálculo da envolvente de momentos fletores e esforços transversos, que se pode observar nas seguintes imagens:

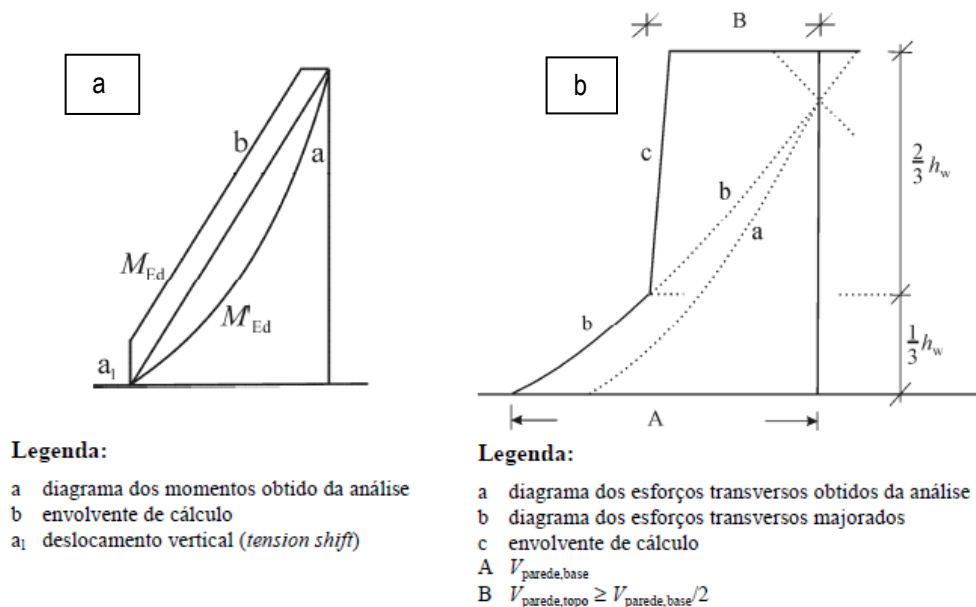


Figura 6.7 - Envolvente de cálculo de momentos fletores (a) e de esforços transversos (b)

O diagrama de momentos fletores deverá ser determinado com base na envolvente de momentos fletores obtidos através do software de cálculo automático, e deslocado verticalmente uma altura  $a_1$ , como se observa na Figura 6.7(a). Este deslocamento é calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$a_1 = z \cdot \cot(\theta) \quad (6.76)$$

Em que:

- $z$  Braço interior da parede;
- $\theta$  Ângulo de inclinação das escoras.

A envolvente de esforços transversos deve ter em conta as incertezas relacionadas com os efeitos dos modos mais elevados nos sistemas com paredes esbeltas e, para que esta situação verifique, deve-se proceder como a Figura 6.7(b) indica.

#### 6.1.1.5.4 Verificação da segurança

O Edifício 2 apresenta 6 paredes estruturais sendo que, a Par5 irá servir como parede-exemplo. A Par5 apresenta as seguintes dimensões:

**Tabela 6.32 - Dimensões da parede-exemplo**

Pilar	$b_w$ [m]	$l_w$ [m]
Par5	0,2	0,96

As dimensões dos elementos de extremidade devem cumprir os requisitos das expressões (6.69) e (6.75). Os valores obtidos foram os seguintes:

**Tabela 6.33 - Requisitos de definição do pilar fictício**

$1,5.b_w$ [m]	$0,15.l_w$ [m]	$l_{c,min}$ [m]	$2.b_w$ [m]	$0,2.l_w$ [m]	$l_{c,max}$ [m]
0,3	0,15	0,3	0,4	0,2	0,4

Uma vez que se trata de um elemento de parede relativamente pequeno, e tendo em consideração os limites impostos pelo regulamento, o valor da extensão do elemento de extremidade foi de 0,30 m.

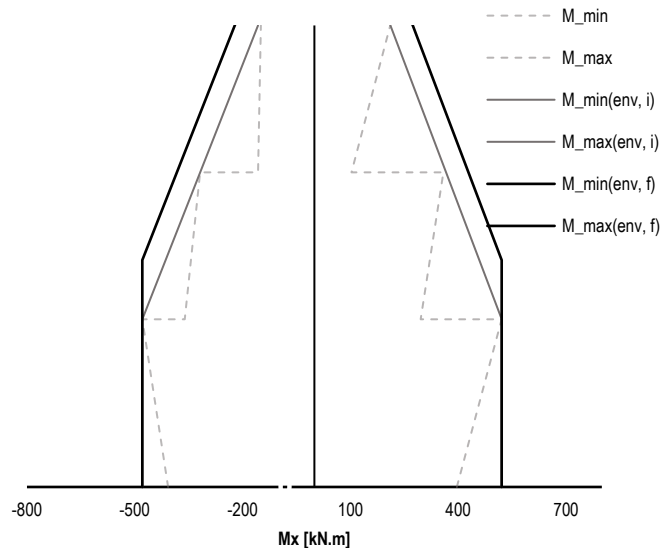
A altura crítica  $h_{cr}$  foi determinada com base nas equações (6.66) e (6.67) e os resultados são apresentados na tabela seguinte.

**Tabela 6.34 - Altura crítica da parede-exemplo**

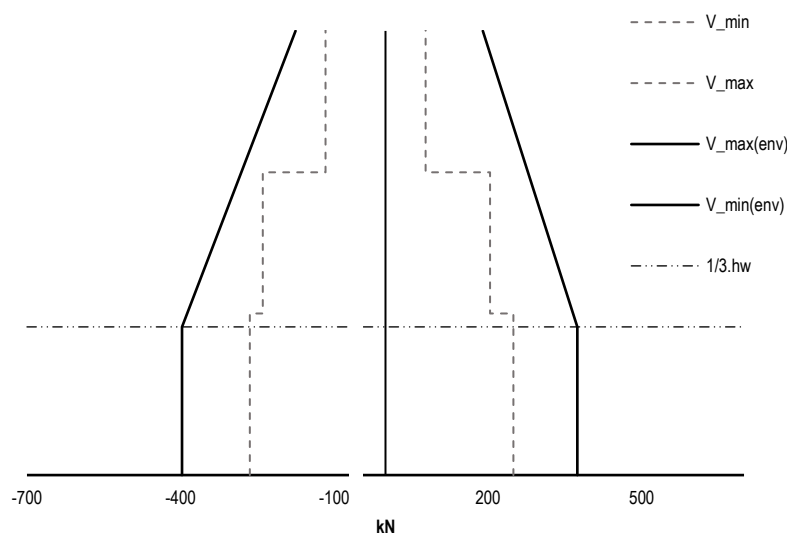
Piso	$h_w$ [m]	$h_w/6$ [m]	$l_w$ [m]	$2.l_w$ [m]	$h_s$ [m]	$h_{cr}$ [m]
1	11,5	1,917	0,95	1,90	3,5	1,917
2	11,5	1,917	0,95	1,90	3,0	1,917
3	11,5	1,917	0,95	1,90	3,0	1,917

Conclui-se que a altura crítica é igual em todos os pisos e cumpre as condições impostas pelo EC8.

A envolvente de esforços atuantes foi determinada através da ação sísmica mais desfavorável e as envolventes obtidas na parede exemplo foram as seguintes:



**Figura 6.8 - Envolvente de momentos fletores**



**Figura 6.9 - Envoltória de Momentos fletores (A) e de Esforço Transverso (B)**

Obtida a envoltória de cálculo dos esforços atuantes, foi calculada a força de tração nos pilares fictícios através da fórmula (6.61) e armadura de longitudinal necessária através de (6.60). Os resultados obtidos foram os seguintes:

**Tabela 6.35 - Área de armadura longitudinal necessária na parede-exemplo**

Piso	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kN]	$z$ [m]	$F_t$ [kN]	$A_{s,calc}$ [cm <sup>2</sup> ]	Pormenorização	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]
1	-193,75	521,27	0,65	705,08	20,27	8ø20	25,13
2	-128,16	521,27	0,65	737,87	21,21	8ø20	25,13
3	-57,16	416,23	0,65	611,77	17,59	8ø20	25,13

A armadura colocada nos pilares fictícios garante a resistência à flexão necessária nas paredes dúcteis, no entanto, o EC2 impõe a colocação de uma armadura na alma das paredes, cujos limites são calculados através de (6.62) e (6.63). Na tabela seguinte são apresentados os valores das armaduras adotadas, assim como os seus limites.

**Tabela 6.36 - Pormenorização de armaduras na parede-exemplo**

$A_{sv,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sv,max}$ [cm <sup>2</sup> ]	Pormenorização	$A_{sv}$ [cm <sup>2</sup> ]
3,80	76,00	ø10//0,25 (2r)	6,28

É possível aferir que a armadura adotada se encontra dentro dos limites regulamentares.

A armadura transversal necessária é determinada através da envoltória de esforços transversos atuantes apresentada na Figura 6.9. Seguindo o mesmo raciocínio adotado nos pilares, os valores de  $V_{Rd,s}$  e  $V_{Rd,max}$  obtidos foram os seguintes:

**Tabela 6.37 - Esforço transversos resistente e esforço transverso máximo na parede exemplo**

Piso	$V_{Ed,x}$ [kN]	Pormenorização	$A_{sw}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]
1	397,29	ø10//0,10 (2r)	15,70	443,31	1623,6
2	387,31	ø10//0,10 (2r)	15,70	443,31	1623,6
3	281,46	ø10//0,10 (2r)	15,70	443,31	1623,6

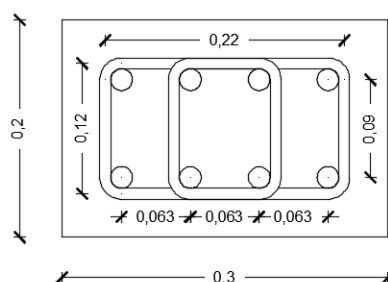
O espaçamento máximo entre cintas na zona crítica foi, tal como nos pilares, foi calculada através da expressão (6.47):

**Tabela 6.38 - Espaçamento máximo entre cintas na zona crítica da parede-exemplo**

$b_0/2$ [mm]	$8d_{bL}$ [mm]	$s_{max}$ [mm]
60	160	60

Apesar de através das regras do EC8 o espaçamento máximo ser 60 mm, o valor adotado neste projeto foi de 100 mm.

Tal como nos pilares sísmicos primários, nas paredes dúcteis também é necessário garantir a capacidade de dissipação de energia nas zonas críticas e cumprir os requisitos da ductilidade local. A configuração de cintas adotadas foi a que apresenta na imagem seguinte:



**Figura 6.10 - Confinamento dos pilares fictícios das paredes dúcteis**

Os requisitos da ductilidade local são cumpridos quando se verifica a condição (6.73).

- Cálculo  $\sum b_i^2$

Pisos 0, 1 e 2

$$\sum b_i^2 = (0,09)^2 + 3 \times 0,063^2$$

- Cálculo do 1º termo de (6.73)

Piso	$b_0$ [m]	$h_0$ [m]	$s$ [m]	$\alpha_n$	$\alpha_s$	$\alpha$	$W_{wd}$	$\alpha \cdot W_{wd}$
1, 2 e 3	0,12	0,22	0,01	0,747	0,451	0,337	0,918	0,309

- Cálculo do 2º termo de (6.73)

Piso	$b_c$ [m]	$h_c$ [m]	$A_{sv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\omega_v$	$\mu_\phi$	$v_d$	$b_0$ [m]	Resultado
1	0,2	0,95	6,28	0,069	6,8	0,061	0,12	0,0420
2						0,04		0,0295
3						0,018		0,0165

Analisando os resultados obtidos, verifica-se que, nos 3 pisos, os valores do 1º termo de (6.48) são superiores aos valores do 2º. Assim, conclui-se que a parede-exemplo respeita todas as regras de ductilidade local preconizadas pelo EC8.

Por último, verifica-se se o comprimento dos pilares fictícios ( $l_c$ ) cumpre a expressão (6.68), que por sua vez recorre às fórmulas (6.70), (6.71) e (6.72). Os resultados são apresentados na tabela seguinte:

**Tabela 6.39 - Comparação entre os valores de  $l_c$  calculados através de (6.62) e os adotados**

Piso	$\epsilon_{cu2}$	$\epsilon_{cu2,c}$	$l_w$ [m]	$\omega_v$	$V_d$	$x_u$ [m]	$l_c$ [m]	$l_{c,min}$ [m]	$l_{c,max}$ [m]	$l_{c,adotado}$ [m]
1	0,0035	0,0062	0,95	0,069	0,061	0,206	0,090	0,30	0,40	0,30
2					0,04	0,173	0,075			0,30
3					0,018	0,138	0,060			0,30

Através dos resultados obtidos, conclui-se que as dimensões de  $l_c$  adotadas foram sobredimensionadas. Contudo, para que os requisitos de ductilidade preconizados pelo EC8 sejam cumpridos, é necessário adotar uma dimensão que se encontre entre o intervalo limitado por  $l_{c,min}$  e  $l_{c,max}$ .

### 6.1.1.6 Sapatas e vigas de fundação

A verificação dos elementos de fundação deve cumprir o disposto na cl.4.4.2.6 do EC8, que preconiza que os esforços nos elementos da fundação devem ser determinados com base no cálculo pela capacidade real, tendo em conta eventuais sobrerresistências. Nos elementos verticais isolados, esta condição é satisfeita, se os valores de cálculo dos esforços  $E_{Fd}$  forem determinados pela expressão:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot E_{F,E} \quad (6.77)$$

Em que:

- $E_{F,G}$  Efeito da ação devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação sísmica de cálculo
- $\gamma_{Rd}$  Coeficiente de sobrerresistência. Igual a 1,2 quando  $q > 3$ ;
- $\Omega$  Valor de  $(R_{di}/E_{di}) \leq q$  da zona dissipativa ou do elemento  $i$  da estrutura que tem maior influência no efeito EF considerado;
- $R_{di}$  Valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento;
- $E_{di}$  Valor de cálculo do efeito da ação na zona ou no elemento  $i$  para a situação de projeto sísmica;
- $E_{F,E}$  Efeito da ação resultante da análise para a ação sísmica de cálculo.

Na situação mais desfavorável, adota-se  $\Omega$  como valor unitário, assumindo que os esforços atuantes e resistentes são iguais. Deste modo, os resultados obtidos pela expressão (6.77) são bastante semelhantes aos da situação sísmica de cálculo e o dimensionamento das sapatas isoladas é feito para a combinação mais desfavorável entre a combinação de ações para a situação de projeto sísmica e a combinação GEO.

Em relação às vigas de fundação, o EC8 não prevê dissipação de energia nestes elementos pois os seus esforços também são calculados através da fórmula (6.77) e cujo coeficiente de sobrerresistência toma o valor de 1,40, segundo a cl.4.4.2.6(8) do EC8.

Segundo a cl.5.8.2(3) do mesmo regulamento, as vigas de fundação devem apresentar uma largura mínima  $b_{w,min}$  de 0,25 m, uma altura mínima  $h_{w,min}$  de 0,40 e garantir uma taxa de armadura mínima  $\rho_{b,min}$  de 0,4%, ao longo de todo o seu comprimento.

A metodologia de cálculo de armaduras é a mesma que foi apresentada em 6.1.1.3 e, por este motivo os seus resultados serão apresentados no anexo xxx.

#### 6.1.1.6.1 Armaduras

De acordo com o disposto na cl.9.3.8.1(3) do EC2, o diâmetro mínimo a utilizar nas armaduras é de 8 mm.

#### 6.1.1.6.2 Dimensionamento

O dimensionamento de sapatas é um processo iterativo. Na fase do pré-dimensionamento, aplica-se a expressão (3.4) com o esforço axial de cálculo na base de cada elemento vertical majorado em 10% de modo a considerar o peso próprio da sapata e garantir a verificação da segurança relativamente à tensão admissível do solo. O referido esforço axial de cálculo na base do elemento advém da análise da estrutura submetida à combinação GEO de ações e à combinação de ações para a situação de projeto sísmica.

Como referido anteriormente, o tipo de terreno adotado foi o Tipo C definido pelo EC8. Tendo em conta as características definidas pela norma, a tensão admissível do solo considerada foi de 200 kPa e, dado o carácter instantâneo da ação sísmica, este valor foi duplicado, salvaguardando o sobredimensionamento das sapatas.

Na fase do dimensionamento destes elementos deve ser ainda garantido que a altura da sapata seja superior que a metade da maior distância entre a face do pilar e a face da sapata, de modo a evitar a ocorrência de punçoamento através dos elementos estruturas verticais.

A metodologia adotada neste tipo de elementos é o Método das Bielas e cujo modelo de cálculo é representado na Figura 6.11:

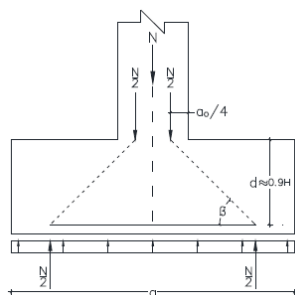


Figura 6.11 - Esquema de funcionamento do Método das Bielas

A força de tração na armadura junto à base de uma sapata isolada é calculada através da seguinte expressão:

$$F_{t_{sd}} = \frac{N_{b,Ed} \cdot (a - a_0)}{8 \cdot d} \quad (6.78)$$

Em que:

$N_{b,Ed}$  Esforço axial na base do pilar para a combinação fundamental de ações.

A armadura de flexão é determinada através de:

$$A_s = \frac{F_{t_{sd}}}{f_{syd}} \quad (6.79)$$

Quando se trata de uma sapata com mais do que um pilar, utiliza-se o Método da Viga Contínua Equivalente, em que se recorre à seguinte expressão para calcular a força de tração:

$$F_{t_{sd}} = \frac{M_{Ed}}{0,9 \cdot d} \quad (6.80)$$

#### 6.1.1.6.3 Verificação da segurança

As sapatas que serão utilizadas como exemplo são apresentadas na Tabela 6.40, juntamente com as respetivas tensões no solo. A combinação que se revelou mais desfavorável foi a Combinação Sísmica. Por este motivo, a tensão admissível do solo considerado toma o valor de 400 kPa.

**Tabela 6.40 - Resultados das sapatas-exemplo**

Sapata	$N_{b,Ed}$ [kN]	Dim_X [m]	Dim_Y [m]	h [m]	$\sigma$ [kPa]
S2_10	624,44	1,00	1,60	0,50	390,28
S2_24	3739,37	3,10	3,10	0,50	389,11

É possível observar que a tensão no solo é inferior à tensão admissível do mesmo.

As duas sapatas-exemplo apresentam configurações distintas. A sapata S2\_10 é uma sapata isolada centrada e a S2\_24 suporta 4 pilares (P2\_22, P2\_23, P2\_30, P2\_31). Por este motivo serão utilizadas abordagens diferentes no cálculo das suas armaduras.

No cálculo da armadura da sapata S2\_10 recorreu-se ao Método das Bielas e, por esse motivo, recorreu-se às fórmulas (6.78) para o cálculo da força de tração e à (6.79) para a área de armadura necessária. Os resultados obtidos foram os seguintes:

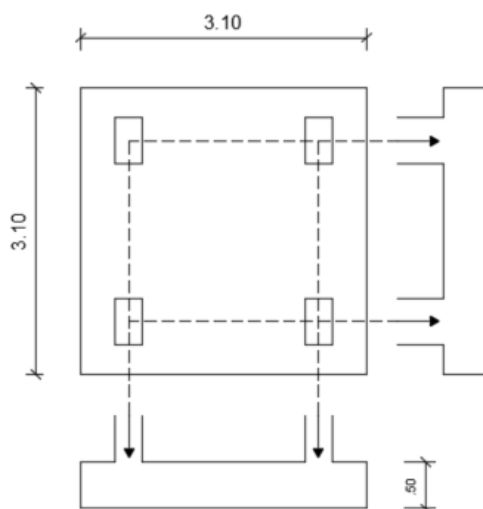
**Tabela 6.41 - Armaduras de flexão adotadas na sapata S2\_10**

Sapata	Direção	d [m]	$F_{t_{sd}}$ [kN]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	Pormenorização
S2_10	X	0,45	138,76	3,99	ø12//0,15
	Y	0,45	251,51	7,24	ø12//0,15

A sapata S2\_24 é do tipo agrupada (ver Figura 6.12) e, por isso, utiliza-se o Método da Viga Contínua Equivalente para o cálculo da armadura necessária. Neste caso, a expressão adotada para o cálculo da força de tração foi a (6.80). Os resultados obtidos foram os seguintes:

**Tabela 6.42 - Armaduras de flexão adotadas na sapata S2\_24**

Sapata	Face	d [m]	Direção X				Direção Y			
			M <sub>ed,x</sub> [kN.m]	F <sub>t<sub>sd,x</sub></sub>	A <sub>s,x</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	Porm.	M <sub>ed,y</sub> [kN.m]	F <sub>t<sub>sd,y</sub></sub>	A <sub>s,y</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	Porm.
S2_24	Superior	0,45	114	281,48	8,1	ø12//0,125	112	276,54	7,96	ø12//0,125
	Inferior	0,45	54	133,33	3,84	ø12//0,20	58	143,21	4,12	ø12//0,20



**Figura 6.12 - Esquema representativo da Sapata S2\_24**

## 6.1.2 Estados Limites de Utilização

O EC0 define Estados Limites de Utilização como estados que correspondem às condições para os quais os requisitos de utilização especificados para uma estrutura ou para um elemento estrutural deixam de ser satisfeitos. Segundo o EC2, a verificação da segurança a estes estados limite é realizada através do controlo da fendilhação e das deformações, e complementada com o controlo da limitação de danos estipulado pelo EC8.

### 6.1.2.1 Controlo da fendilhação

O EC2 estabelece uma forma simplificada de controlo indireto da fendilhação, que consiste na limitação do diâmetro ou do espaçamento máximo dos varões.

No desenvolvimento do presente projeto, recorreu-se à Tabela 6.43 e foi considerada uma largura de fendas  $\omega_{\max}=0,30$ , que impõe um espaçamento máximo entre varões nas lajes de 200 mm.

Tabela 6.43 - Espaçamento máximo dos varões para o controlo da fendilhação

Tensão do aço [Mpa]	Espaçamento máximo dos varões [mm]		
	$\omega_k=0,4$	$\omega_k=0,3$	$\omega_k=0,2$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-

### 6.1.2.2 Controlo das deformações

Segundo o EC2, a deformação de um elemento ou de uma estrutura não deve ser prejudicial ao seu correto funcionamento ou ao seu aspeto. Nesse sentido, a cl.7.4.1 impõe que:

- A flecha dos elementos deve ser limitada a  $L_{vão}/250$ ;
- As flechas que ocorram posteriormente à construção e que se demonstrem capazes de danificar elementos adjacentes à estrutura, devem ser limitadas a  $L_{vão}/500$ .

No presente projeto, para verificar as condições descritas anteriormente, recorreu-se ao modelo de cálculo e retirou-se o mais deslocamento na laje para a combinação quase-permanente. Concluiu-se que o maior deslocamento ocorre no piso 2, com um valor de 7,5 mm, conforme se observa na Figura 6.13.

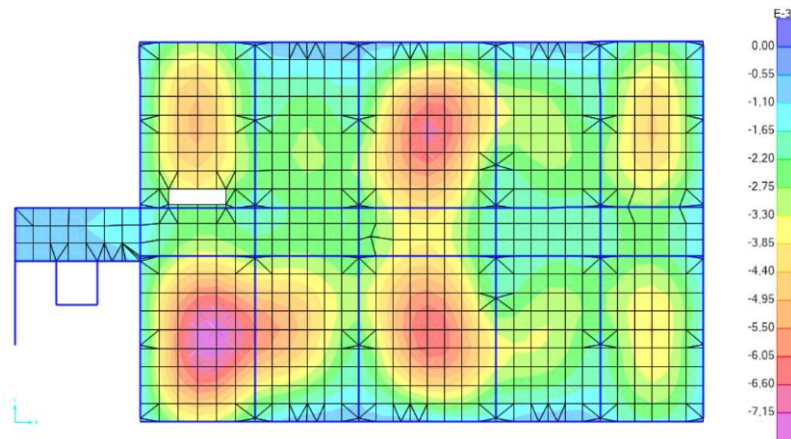


Figura 6.13 - Deformações na laje do piso 2 para a Combinação Quase-Permanente

De seguida, foi calculada a flecha, considerando o esta fendilhado e não fendilhado através das seguintes expressões:

$$a = \zeta \cdot a_{II} + (1 - \zeta) \cdot a_I \quad (6.81)$$

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left( \frac{M_{cr}}{M_{QP}} \right)^2 \quad (6.82)$$

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (6.83)$$

Em que:

a Flecha

$\zeta$	Coefficiente de distribuição
$a_{II}$	Valor da flecha (estado totalmente fendilhado)
$a_I$	Valor da flecha (estado não fendilhado)
$\beta$	Coefficiente que considera a influência na extensão média da duração ou repetição do carregamento. Toma o valor 1, a curto prazo, e 0,5 a longo prazo;
$M_{CF}$	Momento de fendilhação;
$M_{QP}$	Momento resultante da combinação Quase Permanente de ações;
$b$	Largura da secção. Na laje, toma o valor unitário;
$h$	Altura da laje.

Na secção onde ocorre a maior flecha, retirou-se igualmente o valor do momento quase permanente MQP associado, o comprimento do maior vão da laje onde se encontra e as armaduras superior e inferior utilizadas na verificação ao estado limite último de flexão.

**Tabela 6.44 - Dados necessários para o Controlo da deformação**

Flecha [m]	$M_{QP}$ [kN.m]	L [m]	$A_{s,superior}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,inferior}$ [cm <sup>2</sup> /m]
0,0075	17,43	8,33	5,03	5,03

O passo seguinte consistiu no cálculo da flecha longo prazo  $a_{\infty}$ , com recurso às seguintes fórmulas:

$$a_{\infty} = \zeta \cdot a_{I,\infty} + (1 - \zeta) \cdot a_{II,\infty} \quad (6.84)$$

$$a_{I,\infty} = (1 + \varphi) \cdot \frac{a_c}{\left(\frac{I_I}{I_c}\right)} \quad (6.85)$$

$$a_{II,\infty} = (1 + \varphi) \cdot \frac{a_c}{\left(\frac{I_{II}}{I_c}\right)} \quad (6.86)$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (6.87)$$

$$E_{c,eff} = 1,05 \cdot \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (6.88)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (6.89)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \cdot \rho \\ \beta = \frac{A_s'}{A_s} \end{array} \right. \quad (6.90)$$

Em que:

$\varphi$	Coefficiente de fluência. Toma o valor de 2,5;
$\alpha$	Coefficiente de homogeneização;
$E_{c,eff}$	Módulo de Elasticidade efetivo;

O momento de fendilhação obtido foi:

**Tabela 6.45 - Momento de fendilhação**

$f_{ctm}$ [Mpa]	b [m]	h [m]	$M_{CR}$ [kN.m]
2,6	1	0,25	27,08

Uma vez que o momento de fendilhação é maior que o momento quase permanente, considera-se que a laje não se encontra fendilhada na zona onde ocorre maior flecha. Por este motivo, não é necessário recorrer à fórmula (6.86). Os resultados obtidos foram:

**Tabela 6.46 - Verificação do Estado Limite de Deformação**

$\varphi$	$E_{cm}$ [Gpa]	$E_{c,eff}$ [GPa]	$\alpha$	$\rho$	$\alpha\rho$	$\beta$	$l/l_c$	$l_{II}/l_c$	$\zeta$	$a_{100}$ [mm]	$a_{00}$ [mm]	L/250
2,5	31	9,3	21,51	0,00233	0,050	1	1,08	0,14	0	22,06	22,06	33,32

Como se observa na Tabela 6.46, a flecha a longo prazo é menor que L/250 e, assim, o Estado Limite de Deformação na laje do piso 2 encontra-se verificada.

### 6.1.2.3 Limitação de danos

De acordo com o disposto na cl.4.4.3.1 do EC8, a condição de limitação de danos é verificada caso os deslocamentos entre pisos provocados por uma ação sísmica com probabilidade superior à da ação sísmica de cálculo forem limitados por:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \quad (6.91)$$

Em que:

- $d_r$  Deslocamento entre pisos;
- $v$  Coeficiente redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos. (Ação sísmica Tipo 1 = 0,4; Ação sísmica Tipo 2 = 0,55)
- $h$  Altura entre pisos.

Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 6.47.

**Tabela 6.47 - Verificação da Limitação de Danos**

Piso	Tipo de Sismo	Direção	h [m]	d <sub>e</sub> [m]	d <sub>s</sub> [m]	d <sub>r</sub> [m]	d <sub>r</sub>	0,005xh
Piso 3	Sismo 1	X	3,5	0,02127	0,08296	0,01703	0,00681	0,0175
		Y		0,01932	0,07534	0,01504	0,00602	
	Sismo 2	X		0,00880	0,03432	0,00695	0,00382	
		Y		0,00819	0,03194	0,00650	0,00357	
Piso 2	Sismo 1	X	3,5	0,01691	0,06594	0,02648	0,01059	0,0175
		Y		0,01546	0,06029	0,02391	0,00956	
	Sismo 2	X		0,00702	0,02737	0,01034	0,00569	
		Y		0,00653	0,02545	0,00980	0,00539	
Piso 1	Sismo 1	X	4	0,01012	0,03945	0,03945	0,01578	0,0200
		Y		0,00933	0,03638	0,03638	0,01455	
	Sismo 2	X		0,00437	0,01702	0,01702	0,00936	
		Y		0,00401	0,01564	0,01564	0,00860	

Analisando a tabela anterior, verifica-se que a condição (6.91) é respeitada em todas as situações. Assim, conclui-se que a estrutura cumpre o requisito de limitação de danos.

## 6.2 Estruturas metálicas

### 6.2.1 Estados Limites Últimos

Neste capítulo apenas serão analisados os elementos mais solicitados de cada estrutura. À semelhança do que foi feito nos elementos de betão armado, os esforços são obtidos através do software de cálculo automático SAP2000, e a segurança é posteriormente verificada, de acordo com os Eurocódigos 3 e 8, através de folhas de cálculo elaboradas em Excel e o auxílio de outros softwares, que serão abordados adiante. Os elementos metálicos mais solicitados foram:

**Tabela 6.48 - Elementos metálicos mais solicitados**

Estrutura	Tipo de secção	Frame
Cobertura metálica	UPN100	1160
	UPN120	678
	UPN140	342
	UPN180	401
	SHS 200x200(6,3)_1	309
	SHS 200x200(6,3)_2	301
	TC_60,3x5,0	686
	TC_88,9x6,3	1321
Rampa	IPE 200	165

As frames 309 e 301 pertencem a um pilar, mas por terem uma viga de travamento, foram divididas em dois elementos para facilitar a definição dos diagramas na verificação da flexão composta com compressão.

Os coeficientes parciais de segurança preconizados pelo EC3-1-1 são os indicados na Tabela 6.49.

**Tabela 6.49 - Coeficientes parciais de segurança para elementos metálicos**

$\gamma_M$	Valor
$\gamma_{M0}$	1,00
$\gamma_{M1}$	1,00
$\gamma_{M2}$	1,25

Em que:

- $\gamma_{M0}$  Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe;
- $\gamma_{M1}$  Coeficiente parcial de segurança para resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura;
- $\gamma_{M2}$  Coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação.

### 6.2.1.1 Esforço axial de Compressão

Segundo a cl.6.2.4 do EC3-1-1, a verificação da segurança à compressão é realizada de acordo com as condições da Tabela 6.50:

**Tabela 6.50 - Resistência à Compressão**

$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$	Secções transversais de Classe 1, 2 ou 3	$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$
	Secções Transversais de Classe 4	$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

Em que:

- $N_{c,Rd}$  Valor de cálculo do esforço axial resistente de compressão
- A Área da secção transversal;
- $A_{eff}$  Área efetiva de uma secção transversal.

Os resultados obtidos foram os seguintes:

**Tabela 6.51 - Verificação da resistência ao Esforço Axial de compressão**

Secção	A [cm <sup>2</sup> ]	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{c,Rd}$ [kN]	Rácio
UPN 100	13,5	-30,34	371,25	0,082
UPN 120	17	-3,21	467,50	0,007
UPN 140	24	-129,59	660,00	0,197
UPN 180	28	-186,67	770,00	0,243
SHS 200x200(6,3)_1	74,9	-84,99	2059,75	0,042
SHS 200x200(6,3)_2	74,9	-93,89	2059,75	0,046
TC_60,3x5,0	8,69	-2,27	238,98	0,01
TC_88,9x6,3	16,3	-47,93	448,25	0,107
IPE 200	28,50	-8,31	783,75	0,011

Observando a Tabela 6.51, conclui-se que todas as secções verificam a segurança.

### 6.2.1.2 Momento Fletor

A cl.6.2.5 preconiza que a verificação da segurança ao momento fletor é efetuada de acordo com as condições da Tabela 6.52

**Tabela 6.52 - Resistência ao momento fletor**

$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$	Secções transversais de Classe 1 ou 2	$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$
	Secções transversais de Classe 3	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$
	Secções transversais de Classe 4	$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

Em que:

- $M_{Ed}$  Valor de cálculo do momento fletor atuante;
- $M_{c,Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal;
- $M_{pl,Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em relação a um eixo principal de uma secção transversal;
- $M_{el,Rd}$  Valor de cálculo do momento fletor resistente elástico em relação a um eixo principal de uma secção transversal;
- $W_{pl}$  Módulo de flexão plástico de uma secção transversal;
- $W_{el,min}$  Módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal;
- $W_{eff,min}$  Módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal efetiva.

Os resultados obtidos foram os seguintes:

**Tabela 6.53 - Verificação da resistência ao momento fletor**

Secção	Classe	Direção Y			Direção Z		
		$M_{Ed,y}$ [kN.m]	$M_{c,Rd,y}$ [kN.m]	Rácio	$M_{Ed,z}$ [kN.m]	$M_{c,Rd,z}$ [kN.m]	Rácio
UPN 100	1	0,08	13,48	0,007	0,08	4,46	0,018
UPN 120	2	0,99	19,97	0,050	0,19	5,83	0,033
UPN 140	1	0,59	37,95	0,016	0,48	9,68	0,050
UPN 180	1	0,63	49,23	0,013	1,00	11,80	0,085
SHS 200x200(6,3)_1	1	2,02	146,03	0,014	1,72	146,03	0,012
SHS 200x200(6,3)_2	1	0,84	146,03	0,006	1,58	146,03	0,011
TC_60,3x5,0	1	0,15	4,21	0,036	2,37	4,21	0,563
TC_88,9x6,3	1	0,04	11,85	0,004	0,07	11,85	0,007
IPE 200	1	26,37	60,78	0,434	0,25	12,27	0,021

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 6.53, verifica-se que todas as secções cumprem as condições preconizadas.

### 6.2.1.3 Esforço Transverso

O EC3-1-1 estabelece na cl.6.2.6 que o valor de cálculo do esforço atuante  $V_{Ed}$  deve satisfazer a seguinte condição:

$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$	Secções transversais de Classe 1 ou 2	$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{3}\right)}{\gamma_{M0}}$
----------------------------------	---------------------------------------	---

Em que:

- $V_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço transverso atuante;
- $V_{c,Rd}$  Valor de cálculo do esforço transverso;
- $V_{pl,Rd}$  Valor de cálculo do esforço transverso resistente;
- $A_v$  Área resistente ao esforço transverso.

Os resultados obtidos foram os seguintes:

**Tabela 6.54 - Verificação da resistência ao esforço transverso**

Secção	Classe	Direção Y				Direção Z			
		$A_{vz}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{pl,Rd}$ [kN]	Rácio	$A_{vz}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{pl,Rd}$ [kN]	Rácio
UPN 100	1	6,23	0,06	98,95	0,001	7,50	0,32	119,08	0,003
UPN 120	2	8,54	0,84	135,59	0,007	8,60	0,29	136,54	0,003
UPN 140	1	12,24	0,75	194,34	0,004	12,00	0,51	190,53	0,003
UPN 180	1	14,69	0,68	233,24	0,003	13,60	1,08	215,93	0,005
SHS 200x200(6,3)_1	1	37,45	1,13	594,60	0,002	37,45	0,07	594,60	0,001
SHS 200x200(6,3)_2	1	37,45	0,37	594,60	0,001	37,45	0,55	594,60	0,001
TC_60,3x5,0	1	5,53	0,56	87,84	0,007	5,53	1,47	87,84	0,017
TC_88,9x6,3	1	10,38	0,15	164,76	0,001	10,38	0,27	164,76	0,002
IPE 200	1	14,02	0,56	222,53	0,003	17,30	0,92	274,67	0,004

Analisando os resultados apresentados, é possível concluir que a resistência ao esforço transverso é verificada.

### 6.2.1.4 Flexão Composta Desviada

A flexão composta desviada poderá ser verificada caso seja verificada a seguinte condição:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Ed}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Ed}} \right]^\beta \leq 1 \quad (6.92)$$

Em que:

- $\alpha$  e  $\beta$  Contantes que poderão, de forma conservativa, ser consideradas iguais à unidade, ou então ser calculadas do seguinte modo:

- Secções em I e H:  
 $\alpha=2; \beta=5.n$  mas  $\beta \geq 1$

- Secções tubulares circulares  
 $\alpha=2; \beta=2$  e  $M_{N,y,Ed} = M_{N,z,Ed} = M_{pl,Rd} \cdot (1 - n^{1,7})$

- Secções retangulares tubulares

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot n^2}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

Os resultados obtidos foram:

**Tabela 6.55 - Verificação à Flexão Composta Desviada**

Secção	N <sub>Ed</sub> [kN]	N <sub>pl,Rd</sub> [kN]	α	β	Direção Y		Direção Z		Verificação
					M <sub>Ed</sub> [kN.m]	M <sub>pl,Rd</sub> [kN.m]	M <sub>Ed</sub> [kN.m]	M <sub>pl,Rd</sub> [kN.m]	
UPN 100	30,34	371,25	1	1	0,08	13,48	0,08	4,46	0,024
UPN 120	3,21	467,50	1	1	0,99	19,97	0,19	5,83	0,082
UPN 140	129,59	660,00	1	1	0,59	37,95	0,48	9,68	0,065
UPN 180	186,67	770,00	1	1	0,63	49,23	1,00	11,80	0,098
SHS 200x200(6,3)_1	84,99	2059,75	1,663	1,663	2,02	146,03	1,72	146,03	0,002
SHS 200x200(6,3)_2	93,89	2059,75	1,663	1,663	0,84	146,03	1,58	146,03	0,001
TC_60,3x5,0	2,27	238,98	2	2	0,15	4,21	2,37	4,21	0,318
TC_88,9x6,3	47,93	448,25	2	2	0,04	11,59	0,07	11,59	0,001
IPE 200	8,31	783,75	2	1	26,37	60,75	0,25	12,26	0,209

Conclui-se que a condição (6.92) é verificada.

### 6.2.1.5 Resistência à encurvadura por compressão

Quando os elementos se encontram sujeitos a esforços axiais de compressão, é exigida a verificação à encurvadura para além da verificação das secções transversais. A Tabela 6.56 apresenta as condições propostas pela cl.6.3.1.1 do EC3-1-1 para efetuar esta verificação.

**Tabela 6.56 - Verificação da resistência à encurvadura**

$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$	Secções transversais de Classe 1, 2 e 3	$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$
	Secções Transversais de Classe 4	$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

Em que:

χ Coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \lambda^2}} \leq 1 \quad (6.93)$$

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (6.94)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (6.95)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{cr}^2} \quad (6.96)$$

Em que:

- $\bar{\lambda}$  Esbelteza normalizada;
- $N_{cr}$  Valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante;
- $L_{cr}$  Comprimento de encurvadura.
- $\alpha$  Fator de imperfeição para a encurvadura relevante de elementos comprimidos.

O fator de imperfeição  $\alpha$  corresponde à curva de encurvadura apropriada, indicada no Quadro 6.2 do EC3-1-1, deve tomar os valores da Tabela 6.57.

**Tabela 6.57 - Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura**

Curva de encurvadura	$a_0$	a	b	c	d
$\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

O EC3-1-1 preconiza ainda que, quando a esbelteza  $\bar{\lambda} \leq 0,20$  ou  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ , os efeitos da encurvadura podem ser ignorados, sendo apenas efetuadas as verificações de segurança das secções transversais.

Os resultados obtidos na direção Y foram apresentados na Tabela 6.58 e, na direção Z na Tabela 6.59

**Tabela 6.58 - Resistência à encurvadura por compressão na direção Y**

Secção	Direção Y							Rácio
	$L_{cr,y}$ [m]	$N_{cr,y}$ [kN]	$\lambda_y$	$\alpha_y$	$\Phi_y$	$\chi_y$	$N_{bl,Rd,y}$ [kN]	
UPN 100	3,90	280,71	1,150	0,49	1,394	0,458	170,15	0,178
UPN 120	3,90	496,01	0,971	0,49	1,160	0,557	260,42	0,012
UPN 140	1,64	7128,09	0,304	0,49	0,572	0,947	624,99	0,207
UPN 180	1,64	10403,16	0,272	0,49	0,555	0,963	741,80	0,252
SHS 200x200(6,3)_1	5,80	2754,66	0,865	0,21	0,944	0,757	1558,48	0,055
SHS 200x200(6,3)_2	5,80	2754,66	0,865	0,21	0,944	0,757	1558,48	0,060
TC_60,3x5,0	3,90	45,65	2,288	0,21	3,337	0,173	41,45	0,055
TC_88,9x6,3	0,75	5213,98	0,293	0,21	0,553	0,979	438,78	0,109
IPE 200	4,93	1656,91	0,688	0,21	0,788	0,853	668,78	0,012

Tabela 6.59 Resistência à encurvadura por compressão na direção Z

Secção	Direção Z							Rácio
	$L_{cr,z}$ [m]	$N_{cr,z}$ [kN]	$\lambda_z$	$\alpha_z$	$\Phi_z$	$\chi_z$	$N_{bl,Rd,z}$ [kN]	
UPN 100	1,20	421,72	0,938	0,49	1,121	0,577	214,03	0,142
UPN 120	0,90	1105,40	0,650	0,49	0,822	0,755	353,04	0,009
UPN 140	0,42	10022,35	0,257	0,49	0,547	0,971	641,00	0,202
UPN 180	1,42	1171,78	0,811	1,49	1,283	0,439	337,93	0,552
SHS 200x200(6,3)_1	2,20	19146,01	0,328	0,21	0,567	0,971	1999,43	0,043
SHS 200x200(6,3)_2	2,52	14592,26	0,376	0,21	0,589	0,959	1975,12	0,048
TC_60,3x5,0	1,20	482,17	0,704	0,21	0,801	0,846	202,10	0,011
TC_88,9x6,3	0,75	5213,98	0,293	0,21	0,553	0,979	438,84	0,109
IPE 200	4,93	121,09	2,544	0,34	4,135	0,135	106,05	0,078

Analisando as duas tabelas anteriores, verifica-se as secções resistem à encurvadura por compressão em ambas as direções.

### 6.2.1.6 Resistência à encurvadura à flexão

Quando um elemento sem travamento lateral é solicitado à flexão, em relação ao eixo principal de maior inércia, a cl.6.3.2.1 do EC3-1-1 sugere que deve ser verificada a resistência a encurvadura lateral através das condições da Tabela 6.60

Tabela 6.60 - Resistência à encurvadura à flexão

$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$	Secções transversais de Classe 1 ou 2	$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$
	Secções transversais de Classe 3	$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$
	Secções transversais de Classe 4	$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

Em que:

$\chi_{LT}$  Coeficiente de redução para o modo de encurvadura lateral.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 + \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \quad (6.97)$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (6.98)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (6.99)$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{cr}^2} \left( \frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 G I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{0,5} \quad (6.100)$$

Em que:

- $M_{cr}$  Momento crítico elástico para a encurvadura lateral;  
 $C_1$  Fator que depende das condições dos apoios e da forma do diagrama de momentos fletores;  
 $G$  Módulo de distorção do aço;  
 $I_z$  Momento de inércia segundo o eixo mais fraco da secção;  
 $I_w$  Constante de empenamento da secção;  
 $I_t$  Inércia de torção uniforme da secção.

O fator de imperfeição  $\alpha$  corresponde à curva de encurvadura apropriada, indicada no Quadro 6.4 do EC3-1-1, deve tomar os valores da Tabela 6.57.

**Tabela 6.61 - Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral**

Curva de encurvadura	a	b	c	d
$\alpha$	0,21	0,34	0,49	0,76

A fórmula (6.100) do momento crítico é apenas aplicável a secções duplamente simétricas, pelo que, nos perfis UPN, esta não poderá ser utilizada. Nestes casos, foi utilizada uma fórmula de cálculo alternativa de  $\lambda_{LT}$ , que é apresentada de seguida:

$$\lambda_{LT} = \frac{1}{\sqrt{C_1}} 0,9 \lambda_z \sqrt{\beta_w} \quad (6.101)$$

Os resultados referentes aos perfis UPN foram os seguintes:

**Tabela 6.62 - Verificação da resistência à encurvadura por flexão nos perfis UPN**

Secção	C1	$\alpha_{LT}$	$1/\sqrt{C_1}$	$\beta_w$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$	$M_{b,Rd}$ [kN.m]	Rácio
UPN 100	1,531	0,76	0,808	1,063	1,022	1,335	0,456	6143,61	1,25E-05
UPN 120	1,520	0,76	0,811	1,067	0,865	1,126	0,541	10801,48	1,76E-05
UPN 140	1,531	0,76	0,808	1,063	0,271	0,564	1,000	35875,31	1,34E-05
UPN 180	1,531	0,76	0,808	1,063	0,242	0,545	1,000	47627,20	2,10E-05

Os resultados das restantes secções foram os seguintes:

**Tabela 6.63 - Verificação da resistência à encurvadura por flexão**

Secção	C1	$M_{cr}$ [kN.m]	$\lambda_{LT}$	$\alpha_{LT}$	Encurvadura	$M_{b,Rd}$ [kN.m]	Rácio
SHS 200x200(6,3)_1	2,752	366159,07	0,020	0,21	1,00	146,03	0,014
SHS 200x200(6,3)_2	2,704	359772,58	0,020	0,21	1,00	146,03	0,006
TC_60,3x5,0	1,550	1171,76	0,060	0,21	1,00	4,21	0,036
TC_88,9x6,3	2,281	2476,92	0,069	0,21	1,00	11,85	0,003
IPE 200	2,100	202,96	0,547	0,709	1,00	60,78	0,004

Segundo é possível apurar da análise das duas tabelas, todas as secções resistem à encurvadura por flexão.

### 6.2.1.7 Encurvadura em elementos à flexão composta com compressão (colunas-viga)

Segundo a cl.6.3.3 do EC3-1-1, os elementos solicitados à flexão composta com compressão deverão satisfazer as seguintes condições:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.102)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq \quad (6.103)$$

Em que:

- $N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$  Valores de cálculo do esforço de compressão e dos momentos máximos no elemento;
- $\Delta M_{y,Ed}, \Delta M_{z,Ed}$  Momentos devido ao deslocamento do eixo neutro;
- $\chi_y, \chi_z$  Coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão;
- $K_{yy}, K_{yz}, K_{zy}, K_{zz}$  Fatores de interação.

O EC3-1-1 propõe duas metodologias para o cálculo dos coeficientes de interação: Método 1 (Anexo A) e o Método 2 (Anexo B). No presente trabalho, a metodologia adotada foi a segunda. As tabelas seguintes demonstram o processo de cálculo dos fatores de interação.


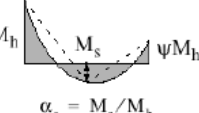
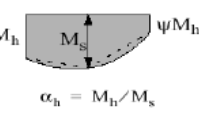
**Tabela 6.64 - Fatores de interação kij para elementos susceptíveis à deformação por torção (Quadro B.2 do EC3-1-1 Anexo B)**

Factores de interação	Hipóteses de cálculo	
	Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4	Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, Classe 2
$k_{yy}$	$k_{yy}$ do Quadro B.1	$k_{yy}$ do Quadro B.1
$k_{yz}$	$k_{yz}$ do Quadro B.1	$k_{yz}$ do Quadro B.1
$k_{zy}$	$\left[ 1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}} \right]$	$\left[ 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}} \right]$ <p>para <math>\bar{\lambda}_z &lt; 0,4</math>:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}}$
$k_{zz}$	$k_{zz}$ do Quadro B.1	$k_{zz}$ do Quadro B.1

Tabela 6.65 - Fatores de interação kij para elementos não susceptíveis à deformação por torção (Quadro B.1 do EC3-1-1 Anexo B)

Factores de interação	Tipo de secções	Hipóteses de cálculo	
		Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4	Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, Classe 2
$k_{yy}$	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$C_{my} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
$k_{yz}$	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$k_{zz}$	$0,6 k_{zz}$
$k_{zy}$	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
$k_{zz}$	Secções em I	$C_{mz} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	Secções tubulares rectangulares		$C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Tabela 6.66 - Coeficientes de momento uniforme equivalente Cm (Quadro B.3 do EC3-1-1 Anexo B)

Diagrama de momentos	Domínio de aplicação	$C_{my}$ e $C_{mz}$ e $C_{mLT}$		
		Carga uniforme	Carga concentrada	
 $\psi M$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$		
 $\psi M_h$ $\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\psi M_h$ $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$
Em elementos com modos de encurvadura associados a deslocamentos laterais, o coeficiente de momento uniforme equivalente deverá tomar-se igual a $C_{my} = 0,9$ ou $C_{mz} = 0,9$ , respectivamente.				
$C_{my}$ , $C_{mz}$ e $C_{mLT}$ deverão ser obtidos de acordo com o diagrama dos momentos flectores actuantes entre as secções de travamento, de acordo com:				
coeficiente de momento	eixo de flexão	travamento na direcção		
$C_{my}$	y-y	z-z		
$C_{mz}$	z-z	y-y		
$C_{mLT}$	y-y	y-y		

A verificação das equações (6.102) e (6.103) foi efetuada apenas para os elementos SHS 200x200 (frames 301 e 309) e IPE 200 (frame 165). Nesta fase foi utilizado o programa SemiComp para fazer a verificação e serviu igualmente de comparação com a folha de cálculo elaborada em Excel.

**Tabela 6.67 - Determinação dos coeficientes de momento uniforme equivalente, na direção Y, para os frames 309 e 301**

Secção	Susceptível à Deformação	Direção Y				
		Tipo de Diagrama	M+	M-	$\psi$	$c_{my}$
SHS 200x200(6,3)_1	Sim	Linear	-2,021	0,456	-0,226	0,510
SHS 200x200(6,3)_2	Sim	Linear	0,841	-0,480	-0,570	0,400

**Tabela 6.68 - Determinação dos coeficientes de momento uniforme equivalente, na direção Z, para os frames 309 e 301**

Secção	Susceptível à Deformação	Direção Z					Encurvadura Lateral
		Tipo de Diagrama	M+	M-	$\psi$	$c_{mz}$	$c_{mLT}$
SHS 200x200(6,3)_1	Sim	Linear	-1,723	-1,568	0,910	0,964	0,510
SHS 200x200(6,3)_2	Sim	Linear	1,588	-0,380	-0,239	0,504	0,372

**Tabela 6.69 - Verificação da resistência em flexão composta por compressão dos frames 309 e 301 (SHS 200x200)**

Secção	Fatores de interação finais				$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kN.m]	$M_{Ed,z}$ [kN.m]	Eq. (6.61)	Eq. (6.62)
	$k_{yy}$	$k_{zz}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$					
SHS 200x200(6,3)_1	0,5245	0,9664	0,5798	0,3147	-84,99	2,02	1,72	0,069	0,059
SHS 200x200(6,3)_2	0,4129	0,5080	0,3048	0,2477	-93,89	0,84	1,58	0,066	0,055

Como referido anteriormente, estes 2 frames pertencem a um pilar com uma viga de travamento no meio, e por apresentarem comprimentos de encurvadura diferentes em cada direção, tiveram de ser feitas 4 verificações diferentes no SemiComp para poder comparar com os resultados obtidos.

**Tabela 6.70 - Determinação dos coeficientes de momento uniforme equivalente, na direção Y, para a frame 165**

Susceptível à Deformação	Direção Y				
	Tipo de Diagrama	M+	M-	$\psi$	$c_{my}$
Sim	Linear	-26,370	18,130	-0,688	0,400

**Tabela 6.71 - Determinação dos coeficientes de momento uniforme equivalente, na direção Z, para a frame 165**

Susceptível à Deformação	Direção Z					Encurvadura Lateral
	Tipo de Diagrama	M+	M-	$\psi$	$c_{mz}$	$c_{mLT}$
Sim	Linear	0	0	0	0,6	0,4

Tabela 6.72 - Verificação da resistência em flexão composta por compressão da frame 165

Fatores de interação finais				$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kN.m]	$M_{Ed,z}$ [kN.m]	Eq. (6.61)	Eq. (6.62)
$k_{yy}$	$k_{zz}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$					
0,4025	0,6659	0,39954	0,9478	-8,314	26,37	0	0,188	0,49

Os resultados obtidos através do programa SemiComp poderão ser consultados no Anexo H.

Como se pode verificar, os valores obtidos pela folha de cálculo em Excel e o SemiComp são bastante idênticos, pelo que se pode concluir que os resultados obtidos em Excel se encontram corretos.

## 6.2.2 Ligações metálicas

As ligações metálicas foram realizadas através de soldaduras e parafusos. Nesta fase apenas foram escolhidos alguns nós de ligação e recorreu-se a um software designado IDEA StatiCa, que possibilita a conceção dos nós, a introdução dos esforços aplicados no mesmo e verifica se o mesmo cumpre todas os requisitos da norma EC3-1-8.

Os nós escolhidos na cobertura metálica foram o 103 (ver Figura 6.14) e 665 (ver Figura 6.15).

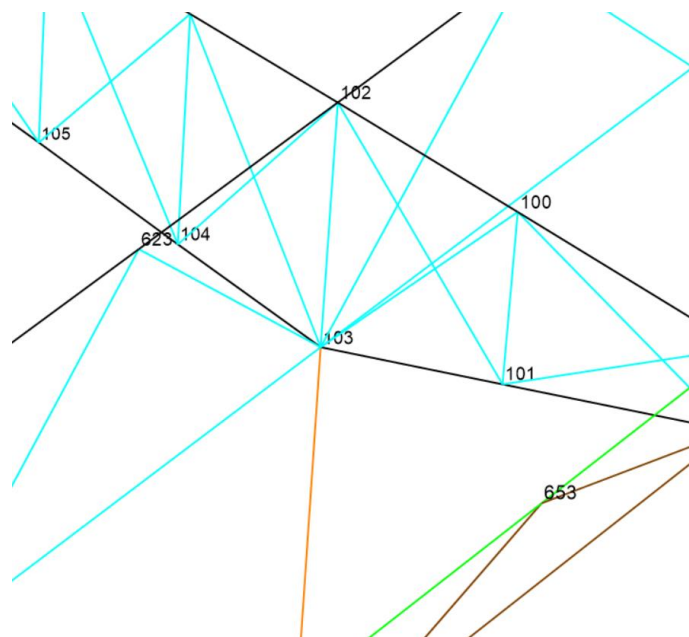


Figura 6.14 - Nó de ligação 103 (SAP2000)



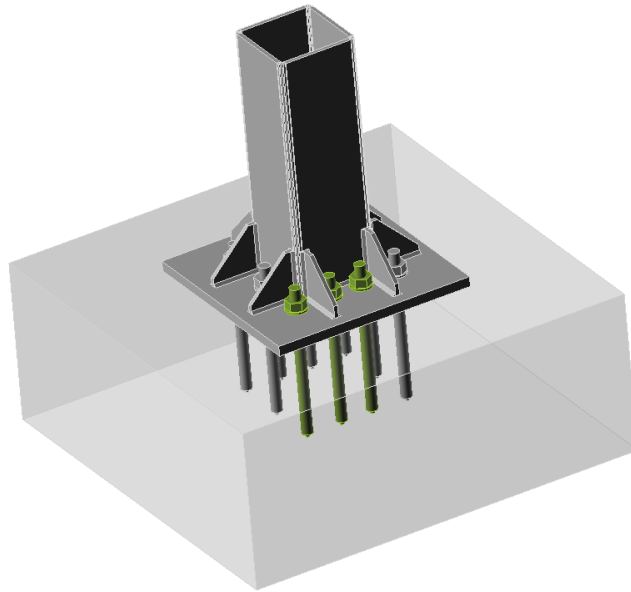


Figura 6.18 - Nó de ligação 665 (Idea StatiCa)

Check item	Status	Value
Analysis	✓	100,0%
Plates	✓	0,0 < 5%
Anchors	✓	93,4 < 100%
Welds	✓	12,9 < 100%
Concrete block	✓	6,6 < 100%

Figura 6.19 - Verificações efetuadas no nó 665, através do Idea StatiCa

Na Rampa, os nós escolhidos para análise foram o 146 e o 144 e que se encontram identificados na Figura 6.20:

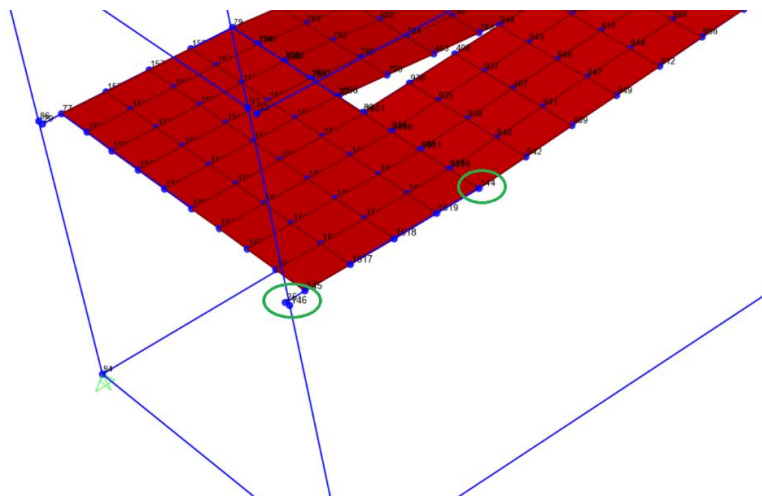


Figura 6.20 - Nós analisados na Rampa

Os nós idealizados no Idea StatiCa são apresentados nas Figuras 6.21 e 6.23.

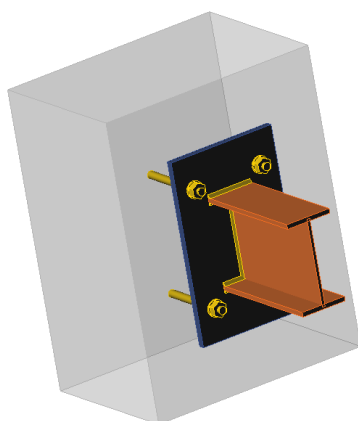


Figura 6.21 - Nó de ligação 146 (Idea StatiCa)

Check item	Value	Status
Analysis	100,0%	✓
Plates	0,0 < 5%	✓
Anchors	66,6 < 100%	✓
Welds	21,0 < 100%	✓
Concrete block	11,5 < 100%	✓

Figura 6.22 - Verificações efetuadas no nó 146, através do Idea StatiCa

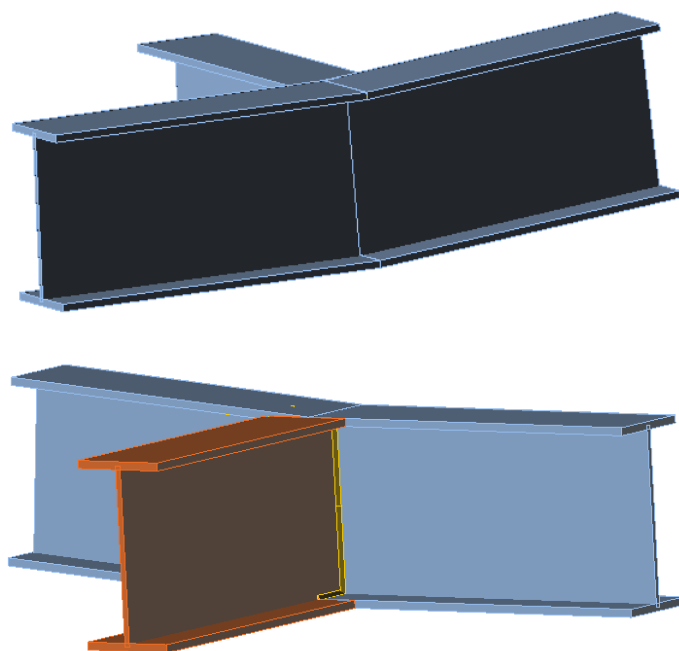


Figura 6.23 - Nó de ligação 144 (Idea StatiCa)

Check item	Status	Value
Analysis	✓	100,0%
Plates	✓	0,0 < 5%
Anchors	✓	66,6 < 100%
Welds	✓	21,0 < 100%
Concrete block	✓	11,5 < 100%

Figura 6.24 - Verificações efetuadas no nó 144, através do Idea StatiCa

## 7. Conclusões

O trabalho realizado foi um enorme desafio pois contemplou o estudo de estruturas de betão armado e metálicas. O estudo e aplicação de toda a regulamentação inerente revelou-se árdua devido ao grau de exigência que as mesmas incutem na conceção estrutural.

O Eurocódigo 8 apresenta alguns procedimentos difíceis de implementar, nomeadamente a definição das larguras efetivas das vigas em “T” para que seja considerado o contributo da laje no momento resistente da viga. Em estruturas com lajes muito espessas, a largura efetiva da viga em “T” toma proporções muito elevadas e que se refletem no dimensionamento dos pilares.

A filosofia da Capacidade Real promove a exploração da ductilidade dos materiais e isso reflete-se no detalhe da pormenorização das zonas críticas. As regras fornecidas pelo EC8 para a pormenorização de armaduras das zonas críticas de vigas e pilares previne a rotura por esforço transversal e proporciona antes a formação de rótulas plásticas nas vigas.

Pelos motivos apresentados, é que se torna imprescindível que os princípios preconizados no EC8 sejam tidos em consideração na elaboração da arquitetura. A regularidade em planta e em altura são fatores que condicionam toda a abordagem na análise estrutural pois influenciam o comportamento sísmico dos edifícios.

O Eurocódigo 1-Parte 4 (Ação do Vento) também se revelou um enorme desafio pois a norma ainda não apresenta grande diversidade de soluções, sendo por vezes necessário fazer adaptações conservativas do regulamento ao projeto em estudo.

A realização deste projeto possibilitou a consolidação na utilização de alguns softwares, nomeadamente SAP2000, Excel e AutoCad, e um primeiro contacto com novos softwares tais como *XD-CoSec*, *SemiComp* e *Idea StatiCa*.

Numa fase preliminar, foi possível aprender metodologias de pré-dimensionamento em estruturas de betão armado e metálicas, sendo que nestas últimas foi importante a criação de ábacos de dimensionamento em Excel.

Numa fase final foi ainda realizada uma pequena abordagem ao EC3-1-8, referente a ligações metálicas, nomeadamente soldadas e aparafusadas, e foi possível concluir que estes elementos também influenciam o dimensionamento. A adoção de um parafuso pode ser suficiente para inviabilizar a conceção de um nó devido, por exemplo, à dimensão da cabeça do mesmo. Por vezes, o dimensionamento leva-nos a um determinado parafuso, mas a dimensão da sua cabeça fica em contacto com outro elemento estrutural. Nestes casos, o software *Idea StatiCa* revelou-se importante pois a sua interface gráfica permitia visualizar todas essas condicionantes.

Finalizado o Trabalho Final de Mestrado, manteve-se o interesse em aprofundar conhecimentos nos softwares mencionados anteriormente e começar a trabalhar com novos, dos quais destaco o Revit e o Robot Structural Analysis.



## Bibliografia

- Appleton, J. (2014). *Estruturas de Betão I (folhas da disciplina)*. Instituto Superior Técnico.
- Bureau, A. (2005). *Elastic critical moment for lateral torsional buckling*. CTICM.
- Duarte, C. F. (2015). *Desenvolvimento de um programa de cálculo de ações e combinação de ações*.  
Universidade de Aveiro: Dissertação de Mestrado.
- EC0. (2009). *Eurocódigo 0 (EC0) – NP EN 1990 (2009) – Bases para o projeto de estruturas*. Bruxelas: CEN.
- EC1. (2009). *Eurocódigo 1 (EC1) – NP EN 1991 (2009) – Ações em estruturas*. Bruxelas: CEN.
- EC2. (2010). *Eurocódigo 2 (EC2) – NP EN 1991 (2010) – Projeto de estruturas de betão*. Bruxelas: CEN.
- EC3. (2010). *Eurocódigo 3 (EC3) – NP EN 1993 (2010) – Projeto de estruturas de aço*. Bruxelas: CEN.
- EC4. (2011). *Eurocódigo 4 (EC4) – NP EN 1994 (2011) – Projeto de estruturas mistas aço-betão*. Bruxelas: CEN.
- EC7. (2010). *Eurocódigo 7 (EC7) – NP EN 1997 (2010) – Projeto geotécnico*. Bruxelas: CEN.
- EC8. (2010). *Eurocódigo 8 (EC8) – NP EN 1998 (2010) – Projeto de estruturas para resistência aos sismos*.  
Bruxelas: CEN.
- Farinha, J. S., & Reis, A. C. (1992). *Tabelas Técnicas*.
- Jacinto, L. (Dezembro de 2013). *Bases para o projeto de estruturas segundo o EC0. Bases para o projeto de estruturas segundo o EC0*.
- Jacinto, L. (Janeiro de 2014). *Ação do vento: quantificação de acordo com o EC1. Ação do vento: quantificação de acordo com o EC1*. ISEL.
- Jacinto, L. (2014). *Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1*. ISEL.
- LNEC. (2005). *Curso sobre Estruturas de betão armado sujeitas à acção dos sismos*.
- Lopes, M. (2008). *Sismos e Edifícios*.
- Novais, T. F. (2014). *Projeto de fundações e estrutura de colégio em Ponta Delgada utilizando os Eurocódigos estruturais*.
- Nunes, P. E. (2008). *Acção do vento em coberturas metálicas - Modelação de uma estrutura do tipo "sombreador"*. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Reis, A. R. (2012). *Ligação Viga-Pilar Desempenho Sísmico*. Faculdade de Ciências e Tecnologia.
- Silva, P. M. (Janeiro de 2016). *Dimensionamento de um Edifício Misto de Ensacagem a construir num Instalação Industrial*. ISEL.
- Simões, R. (2007). *Manual de dimensionamento de Estruturas Metálicas*.