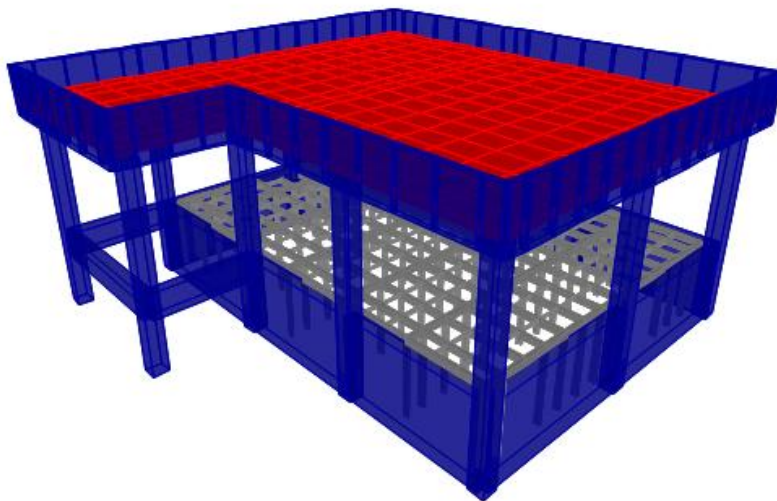




**ISEL** INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA  
INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

**Área Departamental de Engenharia Civil**



## **Projeto de Estabilidade de um Edifício para uma Sala Elétrica em Betão Armado e Estrutura Metálica**

**MARIA ISABEL BALBOA ANTUNES**

(Licenciada em Engenharia Civil)

Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de Especialização Estruturas

Orientador:

Licenciado, José António Fontelas dos Santos Viseu (Prof. Adjunto do ISEL)

Júri:

Presidente:

Mestre, Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado (Prof<sup>ª</sup>. Coordenadora do ISEL)

Vogais:

Doutor, Luciano Alberto do Carmo Jacinto (Prof. Adjunto do ISEL)

Licenciado, José António Fontelas dos Santos Viseu (Prof. Adjunto do ISEL)

**Abril de 2016**







*Aos meus Pais*



## **AGRADECIMENTOS**

Em primeiro lugar gostaria de agradecer aos meus pais, Manuel Antunes e Ana Balboa, que com esforço, sacrifício e dedicação me têm proporcionado todos os meios necessários à minha educação e à dos meus irmãos.

Ao Engenheiro José Santos Viseu pela oportunidade de ter trabalhado neste projeto, pelo apoio, incentivo e acima de tudo pelos conhecimentos transmitidos.

Agradeço, também, aos engenheiros Armando Martins e Luciano Jacinto pela sua disponibilidade, bem como a todos os professores do Departamento de Engenharia Civil do ISEL, que contribuíram para a minha formação escolar.

Aos meus irmãos, Beatriz, Alejandro e Andrés por serem a minha fonte de motivação.

Ao Herman Duarte pelo apoio, carinho e compreensão.

Aos meus tios e primos pelos bons momentos partilhados em família, e pela ajuda que sempre me têm dado.

Às minhas colegas do curso Carla Araújo e Dilma Cardoso pela amizade, pelo companheirismo ao longo de todo o percurso académico, apoio e força nos momentos mais difíceis.

À Nancy Delgado pela entreaajuda partilhada ao longo da minha formação académica.

E a todos os outros colegas, que de uma maneira ou de outra, me incentivaram e ajudaram.



# **ÍNDICE DAS PEÇAS DO PROJETO**

## **A – PEÇAS ESCRITAS**

- I. RESUMO/ABSTRACT**
- II. MEMÓRIA DESCRITIVA**
- III. MEMÓRIA JUSTIFICATIVA**
- IV. CONCLUSÕES**

## **B – PEÇAS DESENHADAS**

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

## **ANEXOS**



## **A – PEÇAS ESCRITAS**



**A – PEÇAS ESCRITAS**

**I. RESUMO/ABSTRACT**



## **RESUMO**

O presente documento refere-se ao Trabalho Final de Mestrado em Engenharia Civil na área de especialização de Estruturas.

O objetivo deste trabalho foi a elaboração de um Projeto de estabilidade de um Edifício para uma Sala Elétrica e um Posto de Transformação, que permitiu pôr em prática e consolidar os conhecimentos adquiridos ao longo do percurso académico.

Na elaboração deste projeto respeitou-se os critérios gerais de dimensionamento da atual regulamentação europeia, Eurocódigos Estruturais, designadamente os Eurocódigos 0, 1 e 8 na definição das diversas ações (sobrecargas, vento, sismo, temperatura, etc.) e os Eurocódigos 2 e 3 no dimensionamento dos elementos de betão armado e metálicos.

Os modelos estruturais estudados foram realizados num programa de cálculo automático "SAP2000", tendo em consideração as ações, as combinações de ações e as condições de ligação da estrutura ao exterior.

No dimensionamento dos elementos de betão armado e metálicos recorreu-se também a tabelas realizadas em "Excel", de modo a comparar e validar os resultados obtidos nos programas de cálculo automático utilizados neste projeto: "SAP2000", "Robot Structural Analysis", "GaLa Reinforcement" e "SemiComp".

### **Palavras-Chave:**

Eurocódigos Estruturais, Estruturas de Betão Armado e Metálicas.



## **ABSTRACT**

This document is part of the final work in the Master Degree in Structural Civil Engineering.

The objective of this work was the development of a stability design of a Building for an Electric Room and a Transformation Station, which allowed implementing and consolidating the knowledge acquired during the academic route.

During the preparation of this project, the general criteria for the design of the current European Regulations, Structural Eurocodes, including the Eurocodes 0, 1 and 8 in the definition of the various actions (dead loads, live loads, wind, earthquake, temperature, etc.) and the Eurocodes 2 and 3 in the design of reinforced concrete elements, metal and foundations, were respected.

The structural models were performed in a computer program "SAP2000", taking into account the actions, combinations of actions and subject to the binding conditions of the structure to the outside.

In the design of reinforced concrete and steel elements also resorted to spreadsheets held in "Excel", in order to compare and validate the results in the automatic computer program used in this project: "SAP2000", "Robot Structural Analysis", "GaLa Reinforcement" and "SemiComp".

### **Keywords:**

Structural Eurocodes, Concrete Structures and Steel.



**A – PEÇAS ESCRITAS**

**II. MEMÓRIA DESCRITIVA**



## ÍNDICE

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1 Objetivo .....	1
1.2 Organização do Trabalho .....	1
<b>2 LOCALIZAÇÃO</b> .....	3
<b>3 CONDICIONAMENTOS GERAIS DO PROJETO</b> .....	5
3.1 Arquitetónicos.....	5
3.2 Funcionais.....	6
3.3 Geotécnicas.....	7
<b>4 MATERIAIS</b> .....	9
4.1 Estruturas em Betão Armado .....	9
4.2 Estruturas Metálicas.....	9
<b>5 AÇÕES</b> .....	11
5.1 Ações Permanentes .....	11
5.1.1 Peso Próprio (PP).....	11
5.1.2 Restantes Cargas Permanentes (RCP) .....	11
5.1.3 Impulsos das Terras (I) .....	12
5.2 Ações Variáveis .....	14
5.2.1 Sobrecargas (SC) .....	14
5.2.2 Temperatura (T).....	15
5.2.2.1 Variáveis Básicas .....	16
5.2.2.2 Zonamento do Território.....	17
5.2.2.3 Variações de Temperatura .....	18
5.2.3 Vento (W).....	18
5.2.3.1 Pressão Dinâmica de Pico .....	21
5.2.3.2 Pressões exercidas pelo Vento .....	25
5.3 Sismo (E) .....	29
5.3.1 Tipo de Terreno .....	31
5.3.2 Zonamento do Território.....	32
5.3.3 Classes e Coeficientes de Importância .....	33
5.3.4 Coeficiente de Comportamento .....	34
5.3.5 Espectros de Resposta.....	35
<b>6 COMBINAÇÕES DE AÇÕES</b> .....	37
6.1 Coeficientes de Redução $\psi$ .....	37
6.2 Estados Limites Últimos .....	37
6.2.1 Coeficientes Parciais $\gamma$ .....	38
6.3 Estados Limites de Utilização.....	38
6.3.1 Coeficientes Parciais $\gamma$ .....	39

<b>7 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO</b> .....	43
7.1 Lajes da Cobertura .....	43
7.1.1 Critérios Gerais de Dimensionamento .....	43
7.1.2 Estados Limites Últimos - Resistência à Flexão Simples.....	43
7.1.2.1 Armaduras Longitudinais.....	43
7.1.3 Estados Limites Últimos - Resistência ao Esforço Transverso .....	45
7.1.3.1 Armaduras Transversais.....	45
7.1.4 Estados Limites de Utilização - Controlo de Fendilhação.....	46
7.1.5 Estados Limites de Utilização - Controlo de Deformação .....	46
7.2 Vigas .....	49
7.2.1 Critérios Gerais de Dimensionamento .....	49
7.2.2 Estados Limites Últimos - Resistência à Flexão.....	49
7.2.2.1 Armaduras Longitudinais.....	49
7.2.3 Estados Limites Últimos – Resistência ao Esforço Transverso.....	49
7.2.3.1 Armaduras de Esforço Transverso .....	49
7.2.3.2 Espaçamentos das armaduras de Esforço Transverso.....	51
7.2.4 Estados Limites de Utilização - Controlo de Fendilhação.....	51
7.2.5 Estados Limites de Utilização - Controlo de Deformação .....	53
7.3 Pilares.....	56
7.3.1 Critérios Gerais de Dimensionamento .....	56
7.3.2 Estados Limites Últimos – Resistência à Flexão.....	56
7.3.2.1 Armaduras Longitudinais.....	56
7.3.3 Estados Limites Últimos – Resistência ao Esforço Transverso.....	57
7.3.3.1 Armaduras de Transversais .....	57
7.4 Fundações .....	58
7.4.1 Critérios gerais de Dimensionamento.....	58
7.4.2 Verificação da Segurança do Solo de Fundação.....	58
7.4.2.1 Estados Limites Últimos - Ruptura por Corte ou Punçoamento do solo .....	58
7.4.2.2 Estados Limites de Utilização.....	59
7.4.3 Verificação de Segurança das Sapatas sujeitas a Cargas Centradas .....	60
7.4.3.1 Estados Limites Últimos – Dimensionamento Geométrico e Orgânico .....	60
7.4.4 Sapatas ligadas por Vigas de Fundação .....	62
<b>8 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS METÁLICAS</b> .....	63
8.1 Critérios Gerais de Dimensionamento .....	63
8.2 Estados Limites Últimos .....	64
8.2.1 Resistência das Secções Transversais.....	64
8.2.2 Resistência dos Elementos à Encurvadura .....	66

8.3 Estados Limites de Utilização.....	68
8.3.1 Deslocamentos Verticais .....	68
8.3.2 Deslocamentos Horizontais .....	69
8.4 Ligações Metálicas .....	70
<b>9 REGULAMENTAÇÃO .....</b>	<b>71</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Localização e Planta de Implantação da Sala Elétrica e do Posto de Transformação ["Google Maps"] .....	3
Figura 3.1 - Geometria do Edifício da Sala Elétrica e do Posto de Transformação.....	5
Figura 3.2 - Alçado Norte ["Google Sketchup"] .....	6
Figura 3.3 - Alçado Sul ["Google Sketchup"] .....	6
Figura 3.4 - Piso Metálico da Sala Elétrica ["Google Sketchup"] .....	6
Figura 3.5 - Caleira de Cabos Elétricos de ligação ao Edifício dos Combustíveis Alternativos ["Google Sketchup"].....	7
Figura 3.6 - Perfil Geotécnico do solo da Sondagem – Sond.1 .....	8
Figura 5.1 - Fluxograma do Impulso das Terras .....	12
Figura 5.2 - Impulso das Terras – a) Estado Ativo; b) Estado em Repouso .....	13
Figura 5.3 - Fluxograma da Temperatura.....	15
Figura 5.4 - Zonamento do Território – a) Estação de Inverno ( $T_{\min}$ ); b) Estação de Verão ( $T_{\max}$ ).....	17
Figura 5.5 - Fluxograma das Forças do Vento .....	19
Figura 5.6 - Fluxograma da Pressão Dinâmica de Pico .....	22
Figura 7.1- Fluxograma de dimensionamento das Lajes.....	47
Figura 7.2 - Modelo de Treliça em Vigas .....	49
Figura 7.3 - Fluxograma de dimensionamento das Vigas – Estados Limites Últimos .....	55
Figura 7.4 - Fluxograma de Dimensionamento das Vigas – Estados Limites de Utilização ...	56
Figura 7.5 - Fluxograma de Dimensionamento das Sapatas .....	60
Figura 7.6 - Sapata .....	60
Figura 7.7 - Sapatas ligadas por uma Viga de Fundação .....	62
Figura 8.1 - Fluxograma de Secções à Tração .....	64
Figura 8.2 - Fluxograma de Secções à Compressão.....	64
Figura 8.3 - Fluxograma de Secções à Flexão .....	65
Figura 8.4 - Fluxograma de Secções ao Esforço Transverso .....	65
Figura 8.5 - Fluxograma de Elementos Comprimidos .....	66
Figura 8.6 - Fluxograma à Encurvadura por Flexão .....	67
Figura 8.7 - Definição dos Deslocamentos Verticais.....	68



## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 - Características da Resistência do Betão Armado.....	9
Quadro 4.2 - Valores Limites de Composição e Propriedades do Betão .....	9
Quadro 4.3 - Características do Aço das Armaduras de Betão Armado .....	9
Quadro 4.4 - Características do Aço das Estruturas Metálicas .....	10
Quadro 4.5- Características dos Aços dos Perfis e dos Elementos de Ligação .....	10
Quadro 5.1 - Pesos Específicos dos Materiais .....	11
Quadro 5.2 - Valores das Restantes Cargas Permanentes .....	12
Quadro 5.3 - Características do Terreno no tardo das paredes da Cave da Sala Elétrica.....	13
Quadro 5.4 - Valores Característicos das Sobrecargas .....	14
Quadro 5.5 - Temperaturas por Zonas .....	17
Quadro 5.6 - Temperaturas indicativas $T_{in}$ para Ambientes Interiores .....	18
Quadro 5.7- Temperaturas indicativas $T_{out}$ para Zonas de Edifícios acima do solo.....	18
Quadro 5.8 - Valor básico da Velocidade de Referência do Vento .....	23
Quadro 5.9 - Categorias e Parâmetros de Terreno .....	24
Quadro 5.10 - Valores Recomendados dos Coeficientes de Pressão Exteriores nas Paredes Verticais ...	27
Quadro 5.11 - Valores dos Coeficientes de Pressão Exteriores nas Direções X e Y .....	27
Quadro 5.12 - Coeficientes de Pressão Exteriores para Coberturas em Terraço .....	28
Quadro 5.13- Valores dos Coeficientes de Pressão Exteriores na Cobertura .....	28
Quadro 5.14 - Tipos de Terreno .....	32
Quadro 5.15 - Zonamento Sísmico .....	33
Quadro 5.16 - Classes de Importância para os Edifícios.....	33
Quadro 5.17 - Aceleração Máxima de Referência nas Zonas Sísmicas.....	34
Quadro 5.18 - Coeficientes de Importância $\gamma_I$ .....	34
Quadro 5.19 - Valores dos Parâmetros do Espectro de Resposta Elástico para Ação Sísmica Tipo 1.....	36
Quadro 5.20 - Valores dos Parâmetros do Espectro de Resposta Elástico para Ação Sísmica Tipo 2 .....	36
Quadro 6.1 - Valores dos Coeficientes $\psi$ das Ações.....	37
Quadro 6.2 - Valores dos Coeficientes Parciais $\gamma$ – Estados Limites Últimos.....	38
Quadro 6.3 - Valores dos Coeficientes Parciais $\gamma$ – Estados Limites de Utilização .....	40
Quadro 6.4 - Combinações de Ações e Coeficientes de Segurança – Estados Limites Últimos e de Utilização.....	41
Quadro 7.1 - Valores recomendados de $w_{max}$ (mm) .....	52
Quadro 7.2 - Diâmetros máximos dos varões para Controlo da Fendilhação.....	53
Quadro 7.3 - Espaçamentos máximos dos varões para Controlo da Fendilhação.....	53

Quadro 7.4 - Valores a considerar para a relação vão/altura útil para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão .....	54
Quadro 8.1 - Valores dos Coeficientes Parciais de Segurança .....	63
Quadro 8.2 - Valores recomendados para os Limites dos Deslocamentos Verticais .....	69
Quadro 9.1 - Normas .....	71

## SIMBOLOGIA

### Letras maiúsculas latinas

$A$	área da secção transversal
$A_{fr}$	área "varrida" pelo vento
$A_{ref}$	área de referência
$A_s$	área da secção de armadura para betão armado
$A_{s,min}$	área da secção mínima de armaduras
$A_{sw}$	área da secção das armaduras de esforço transverso
$E$	efeito de uma ação
$E_c$	módulo de elasticidade
$E_s$	valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço das armaduras ordinárias
$EI$	rigidez de flexão
$E_d$	valor de cálculo do efeito das ações
$F_{fr}$	força de atrito resultante
$F_w$	força resultante exercida pelo vento
$G$	ação permanente
$G_k$	valor característico de uma ação permanente
$G_{k,j}$	valor característico da ação permanente $j$
$I$	momento de inércia da secção de betão
$I_v$	intensidade de turbulência
$L$	vão
$M$	momento fletor
$M_{Ed}$	valor de cálculo do momento fletor atuante
$N$	esforço normal
$N_{Ed}$	valor de cálculo do esforço normal atuante (tração ou compressão)
$Q$	ação variável

$Q_k$	valor característico de uma ação variável isolada
$Q_{k,1}$	valor característico da ação variável de base da combinação
$R$	resistência
$R_d$	valor de cálculo da resistência
$R_k$	valor característico
$S$	coeficiente de solo
$S_{e(T)}$	espectro de resposta elástica horizontal da aceleração à superfície do terreno, também designado por "espectro de resposta elástica"
$S_{d(T)}$	espectro de cálculo (para análise elástica)
$T_{max}$	temperatura máxima do ar à sombra
$T_{min}$	temperatura mínima do ar à sombra
$T_0$	temperatura inicial na fase de construção
$T_{in}$	temperatura do ar ambiente interior
$T_{out}$	temperatura do ar ambiente exterior
$\Delta T1, \Delta T2$	valores das diferenças a considerar nas variações diferenciais de temperatura
$V$	esforço transverso
$V_{Ed}$	valor de cálculo do esforço transverso atuante

### **Letras minúsculas latinas**

$a_{gR}$	valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
$a_g$	valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
$a'$	distância entre as faces do pilar e da sapata
$b$	largura da construção (comprimento da superfície perpendicular à direção do vento, salvo indicação em contrário)
$b_w$	menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido
$c_{dir}$	coeficiente de direção
$c_f$	coeficiente de força
$c_{fr}$	coeficiente de atrito

---

$c_{pe}$	coeficiente de pressão exterior
$c_{pi}$	coeficiente de pressão interior
$c_{p,net}$	coeficiente de pressão resultante
$c_{pe,10}$	coeficiente global em superfícies com áreas carregadas superiores a 10 m <sup>2</sup>
$c_o$	coeficiente de orografia
$c_s$	coeficiente de dimensão
$c_{season}$	coeficiente de sazão
$d$	altura útil de uma secção transversal
$f_c$	tensão de rotura do betão à compressão
$f_{cd}$	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ck}$	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
$f_{ctm}$	valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
$f_y$	tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
$f_{yd}$	valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
$f_{yk}$	valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
$f_{ywd}$	valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transversal
$h$	altura da secção transversal
$k$	coeficiente; fator
$k_I$	coeficiente de turbulência
$l$	comprimento de uma construção horizontal
$q$	coeficiente de comportamento
$q_b$	pressão dinâmica de referência
$q_p$	pressão dinâmica de pico
$v_m$	velocidade média do vento
$v_{b,0}$	valor básico da velocidade de referência do vento
$v_b$	valor de referência da velocidade do vento

$\eta$	coeficiente de importância
$w$	pressão exercida pelo vento
$z$	altura acima do solo
$z_0$	comprimento de rugosidade
$z_e (z_i)$	altura de referência para a pressão exterior (interior) exercida pelo vento
$z_{\max}$	altura máxima
$z_{\min}$	altura mínima
$z$	braço do binário das forças interiores ( $z = 0.9d$ )
$\gamma_M$	coeficiente parcial de segurança

### Letras gregas

$\alpha_{cw}$	coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido ( $\alpha=1.0$ ), para estruturas não pré-esforçadas
$\phi$	índice de cheios; obstrução em coberturas isoladas
$\mu$	índice de aberturas; permeabilidade de uma superfície
$\rho$	massa volúmica do ar
$\gamma$	coeficiente parcial de segurança ou de utilização
$\gamma_g$	coeficiente parcial relativo às ações permanentes que tem em conta a possibilidade de desvios desfavoráveis dos valores das ações em relação aos seus valores representativos
$\gamma_{G,j}$	coeficiente parcial relativo à ação permanente $j$
$\gamma_{Gj,\text{sup}} / \gamma_{Gj,\text{inf}}$	coeficiente parcial relativo à ação permanente $j$ a utilizar na determinação dos valores de cálculo superiores/inferiores
$\gamma_I$	coeficiente de importância (ver a EN 1998)
$\gamma_{M0}$	resistência de secções transversais para qualquer classe

---

$\gamma_{M1}$	resistência dos elementos sujeitos à encurvadura
$\gamma_{M2}$	resistência dos elementos de ligação
$\gamma_Q$	coeficiente parcial relativo a ações variáveis
$\gamma_Q$	coeficiente parcial relativo às ações variáveis
$\gamma_P$	coeficientes parciais de segurança em ações de pré-esforço;
$\delta$	decremento logarítmico de amortecimento
$\nu$	coeficiente de <i>Poisson</i>
$\nu_1$	coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
$\eta$	fator de conversão
$\xi$	coeficiente de redução
$\phi$	diâmetro de um varão ou de uma bainha de pré-esforço
$\psi$	coeficientes que definem os valores representativos das ações variáveis
$\psi_0$	para os valores de combinação
$\psi_1$	para os valores frequentes
$\psi_2$	para os valores quase-permanentes



## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1 Objetivo

O presente Projeto refere-se ao Trabalho Final de Mestrado (TFM), em Engenharia Civil na área de especialização de Estruturas, e consistiu na elaboração de um projeto de um Edifício de uma Sala Elétrica e de um Posto de Transformação em betão armado, pertencente a uma unidade fabril situada em Loulé.

Neste trabalho procurou-se encontrar as melhores soluções do ponto de vista estrutural e económico, tendo-se respeitado todas as condicionantes impostas pelo projeto de arquitetura.

Este projeto serviu para consolidar alguns dos conhecimentos teóricos e práticos, adquiridos durante o período de formação académica, que foram completados também com a ajuda de algumas ferramentas computacionais, tais como:

- O "Autocad" na elaboração dos desenhos;
- O "Excel" na realização de tabelas de cálculo de dimensionamento dos elementos de betão armado e metálico;
- O "SAP2000" na determinação de esforços, deformações e no dimensionamento;
- O "Gala Reinforcement" na análise de seções de betão armado em flexão simples e composta e no estudo da fendilhação;
- O "Robot Structural Analysis" no cálculo das ligações metálicas.

### 1.2 Organização do Trabalho

O presente trabalho está organizado da seguinte forma:

- Peças Escritas
  - Memória Descritiva;
  - Memória Justificativa;
  - Conclusões;
- Peças Desenhadas

A Memória Descritiva compreende nove capítulos:

- No Capítulo 1 faz-se o enquadramento deste Projeto apresentando-se os objetivos do trabalho e a organização dos restantes capítulos.
- No Capítulo 2 faz-se referência à localização do Edifício da Sala Elétrica.

- No Capítulo 3 enuncia-se os condicionamentos gerais do projeto de arquitetura, as exigências funcionais e os condicionamentos geotécnicos.
- No Capítulo 4 define-se os materiais identificando-se as principais características mecânicas dos aços das estruturas metálicas, do betão e do aço das armaduras ordinárias, assim como as classes de exposição e os recobrimentos dos elementos de betão armado.
- No Capítulo 5 indica-se as ações permanentes e variáveis consideradas no projeto.
- No Capítulo 6 descreve-se as combinações de ações, com base nos critérios gerais de dimensionamento, a partir dos estados limites últimos e de utilização.
- No Capítulo 7 procede-se à verificação de segurança aos estados limites últimos e de utilização das estruturas de betão armado.
- No Capítulo 8 descreve-se a verificação da segurança das estruturas metálicas, dando-se particular atenção à resistência das seções transversais sujeitas a esforços isolados e combinados (resistência à flexão-simples, composta desviada e ao corte) e à resistência dos elementos à encurvadura.
- No Capítulo 9 faz-se referência à regulamentação que serviu de base à realização do projeto.

Por sua vez a Memória Justificativa é constituída por cinco capítulos:

- No Capítulo 1 descreve-se o modo como foi realizado o pré-dimensionamento dos elementos de betão armado e metálicos.
- No Capítulo 2 apresenta-se os modelos estudados a partir de um *software* de cálculo automático, que foi utilizado na obtenção de esforços e das deformações.
- No Capítulo 3 descreve-se a quantificação das ações consideradas nos modelos elaborados.
- No Capítulo 4 fez-se o dimensionamento dos elementos de betão armado, segundo os critérios de dimensionamento da NP EN 1992-1-1:2010, com recurso a folhas de cálculo a partir do "Excel" e do *software* "GaLa Reinforcement".
- No Capítulo 5 resume-se o dimensionamento dos elementos metálicos, verificando a segurança através da NP EN 1993-1-1:2010, recorrendo a folhas de cálculo e ábacos em "Excel".

## 2 LOCALIZAÇÃO

O Edifício da Sala Elétrica e do Posto de Transformação está localizado no Cerro da Cabeça Alta, perto da cidade de Loulé, e pertence a uma unidade fabril.

Este Edifício tem como principal objetivo o fornecimento de energia elétrica em baixa tensão, que será distribuída para uma nova instalação designada por Edifício dos Combustíveis Alternativos.

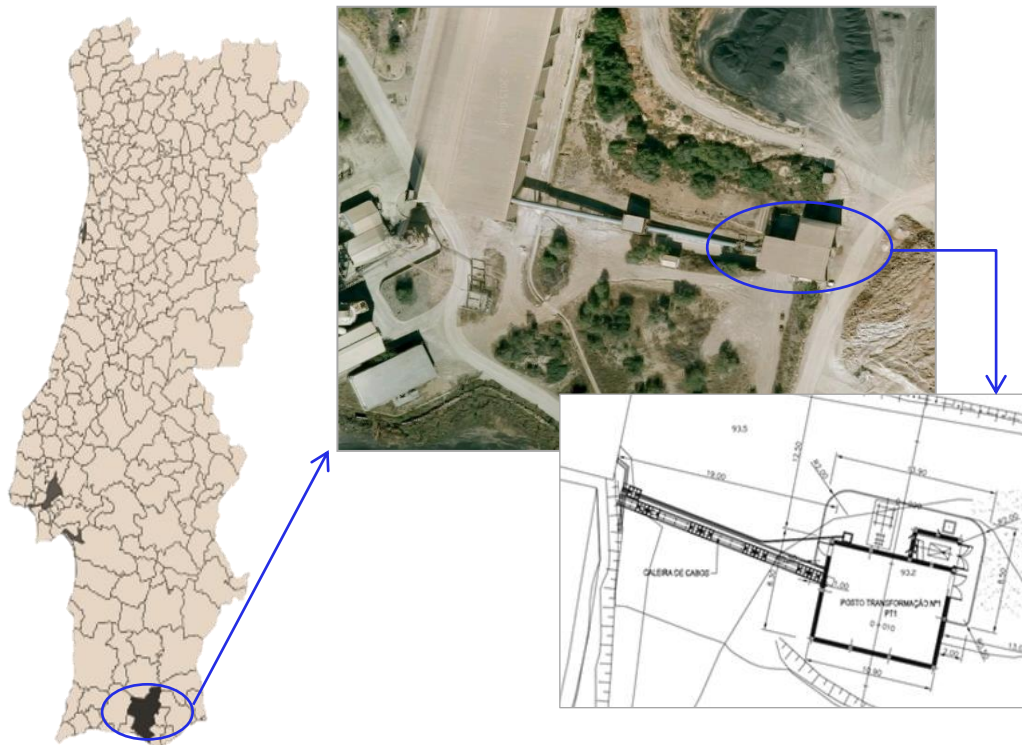


Figura 2.1 - Localização e Planta de Implantação da Sala Elétrica e do Posto de Transformação ["Google Maps"]



### 3 CONDICIONAMENTOS GERAIS DO PROJETO

#### 3.1 Arquitetónicos

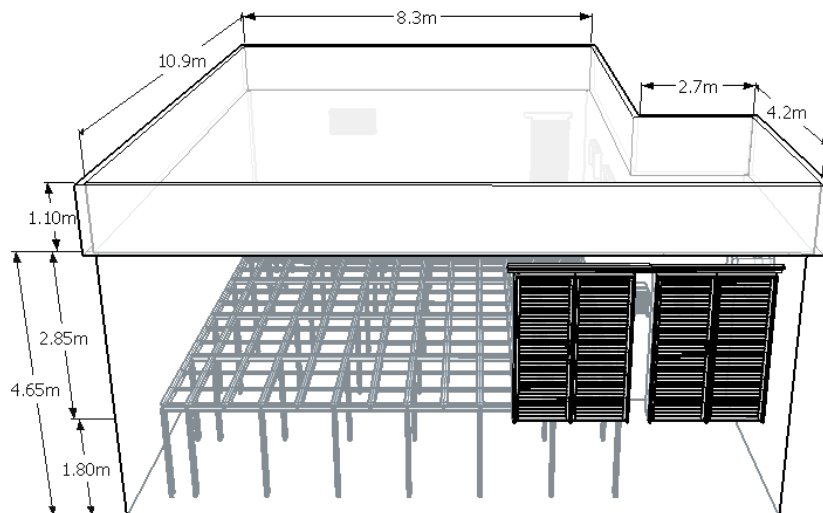
As soluções estruturais estudadas para o Edifício foram estabelecidas em concordância com o projeto de arquitetura, tendo-se respeitado os pormenores indicados nas peças desenhadas.

A estrutura da Sala Elétrica e do Posto de Transformação formam um só Edifício com as dimensões em planta de 10.9 m x 8.3 m e de 4.2 m x 2.7 m respetivamente.

A estrutura da Sala Elétrica é constituída por um conjunto de pórticos em betão armado, com um pé direito de 4.65 m, e com uma cobertura constituída por um sistema de lajes maciças vigadas.

O Edifício inclui também um piso técnico (cave), cujo pavimento superior é constituído por um piso metálico, que apoia num conjunto de pilares ligados a uma laje de fundação.

No perímetro da cobertura existe uma platibanda com 1.1 m de altura que contribui para uma melhor leitura arquitetónica de todo o conjunto estrutural.



**Figura 3.1 - Geometria do Edifício da Sala Elétrica e do Posto de Transformação**  
["Google Sketchup"]

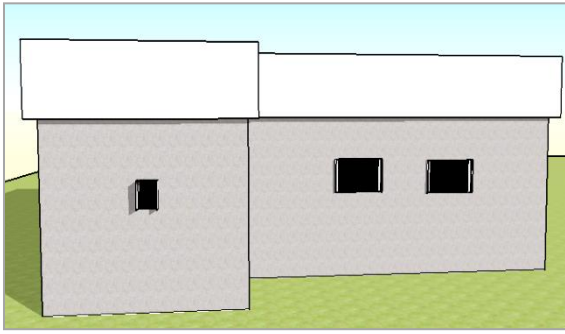


Figura 3.2 - Alçado Norte ["Google Sketchup"]

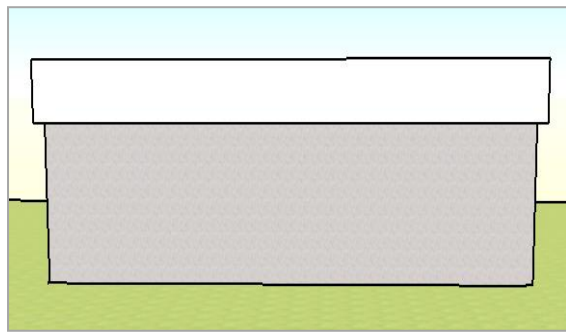


Figura 3.3 - Alçado Sul ["Google Sketchup"]

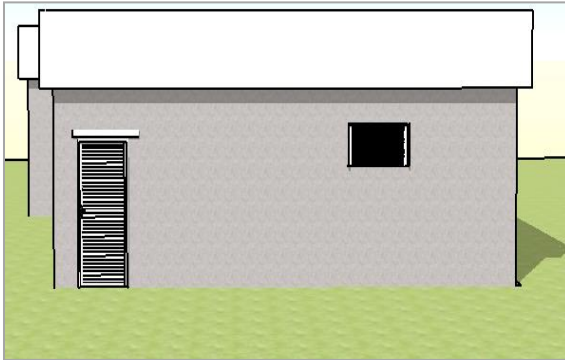


Figura 3.4 - Alçado Poente ["Google Sketchup"]

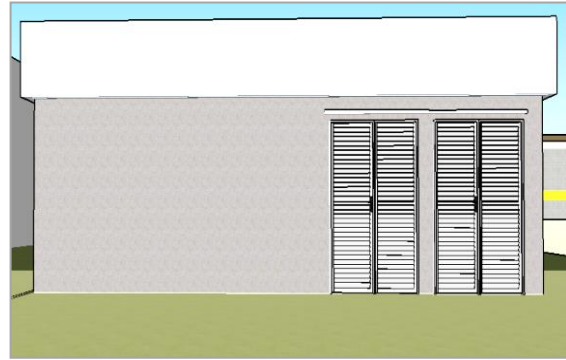


Figura 3.5 - Alçado Nascente ["Google Sketchup"]

### 3.2 Funcionais

De modo a estabelecer mais facilmente as ligações entre as caleiras de cabos elétricos existentes que funcionam no subsolo, a estrutura da Sala Elétrica dispõe de um piso técnico (cave), com uma área em planta de 10.9 m x 8.3 m, onde ficarão instalados os cabos elétricos que serão ligados a armários de baixa tensão colocados no piso metálico da Sala.

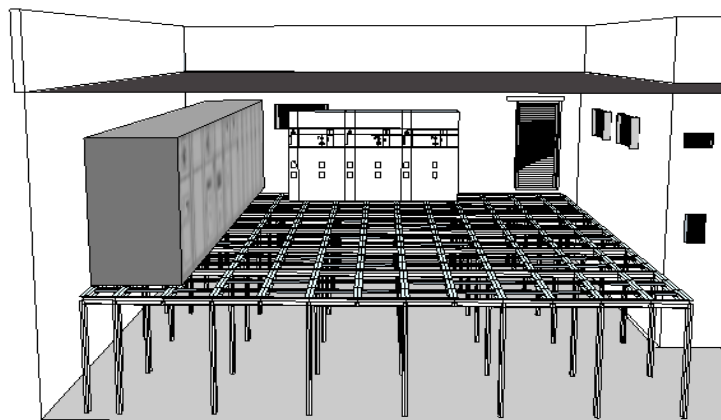


Figura 3.4 - Piso Metálico da Sala Elétrica ["Google Sketchup"]

Todos os cabos elétricos serão ligados futuramente através de uma nova caleira exterior ao Edifício dos Combustíveis Alternativos.

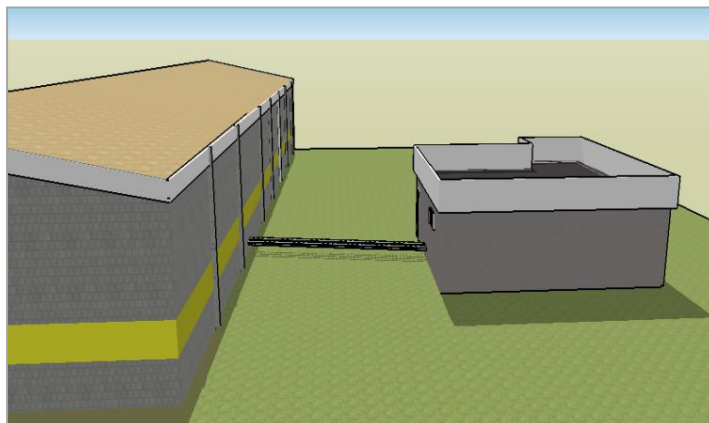


Figura 3.5 - Caleira de Cabos Elétricos de ligação ao Edifício dos Combustíveis Alternativos  
["Google Sketchup"]

### 3.3 Geotécnicas

A informação geotécnica é fundamental em qualquer projeto de engenharia civil, pois permite retirar as informações necessárias à escolha da melhor solução para as fundações e para a realização do estudo sísmico.

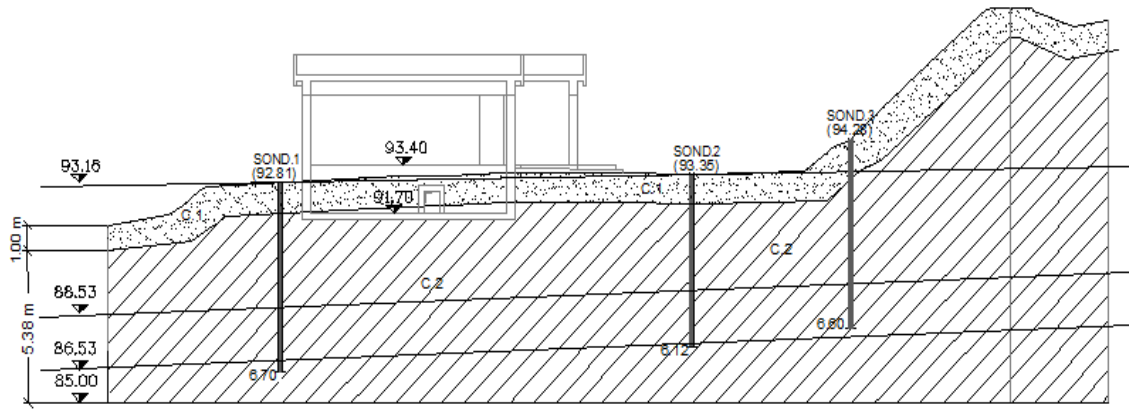
Para o dimensionamento das fundações é necessário ter em consideração:

- O conhecimento das características mecânicas do terreno onde a estrutura será fundada, tais como o coeficiente de atrito interno ( $\phi$ ), o módulo de deformabilidade do solo ( $E$ ), a posição do nível freático, a tensão admissível ( $\sigma_{adm}$ ) e outros parâmetros necessários ao cálculo dos assentamentos.

As características geotécnicas consideradas neste Projeto foram obtidas com base em sondagens e ensaios SPT (*Standart Penetration Test*).

A partir das sondagens foi possível identificar os diferentes estratos:

- Aterro de argilas siltosas com 1 m de espessura (SPT de 4 pancadas);
- Argila dura com 5.5 m de espessura (SPT de 30 pancadas).



Profundidades [m]	Complexos	Alteração	Fracturação	Descrição Litológica	Convenções	Piezómetros	SPT Profundidades	SPT							
								0	20	40	60				
1.00	C1			Aterro de Argilas Siltosas											
1.50	C2			Argila Dura											
2.70															
4.20															
5.70															
6.12															

Figura 3.6 - Perfil Geotécnico do solo da Sondagem – Sond.1

## 4 MATERIAIS

Os materiais definidos para os elementos estruturais de betão armado e metálicos deste Projeto são os seguintes:

- Betão da classe C25/30 segundo a Norma NP EN 206-1:2007;
- Aço das armaduras ordinárias A500 NR segundo a Norma NP EN 1992-1-1:2009;
- Aço das estruturas metálicas S235 JR segundo a Norma NP EN 1993-1-1:2010.

### 4.1 Estruturas em Betão Armado

Relativamente aos materiais utilizados na estrutura de betão armado, os Quadros 4.1, 4.2 e 4.3 resumem as propriedades mais significativas que foram utilizados no dimensionamento das estruturas.

**Quadro 4.1 - Características da Resistência do Betão Armado**

<i>Material</i>	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$f_{cd}$ [MPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E$ [Gpa]	$\nu$	<i>Durabilidade</i>
Betão C25/30	25	2.9	16.7	25	31	0.2	Classe 5b

**Quadro 4.2 - Valores Limites de Composição e Propriedades do Betão**

<i>Elementos Estruturais</i>	<i>Classes de Exposição</i>	<i>Classes Estruturais</i>	<i>Máxima razão A/C</i>	<i>Dosagem Mínima de Cimento</i> [kg/m <sup>3</sup> ]	<i>Recobrimentos</i> [cm]
Vigas e Pilares	XC2	C25/30	0.6	280	4
Lajes	XC2	C25/30	0.6	280	4
Fundações	XC2	C25/30	0.6	280	5

**Quadro 4.3 - Características do Aço das Armaduras de Betão Armado**

<i>Material</i>	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{uk}$ [MPa]	$f_{yd}$ [MPa]	$E$ [Gpa]	<i>Laminado</i>	<i>Superfície</i>	<i>Aderência</i>
Aço A500 NR	500	550	435	200	Quente	Rugosa	Alta

### 4.2 Estruturas Metálicas

As características principais dos materiais das estruturas metálicas respeitam a NP EN 1993-1-1:2013 e constam nos Quadros 4.4 e 4.5.

**Quadro 4.4 - Características do Aço das Estruturas Metálicas**

<i>Material</i>	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E$ [Gpa]	$G$ [Gpa]	$\nu$	$\alpha$
Aço Estrutural S235 JR	235	360	77	210	81	0.3	$12 \times 10^{-6} \text{K}^{-1}$

**Quadro 4.5- Características dos Aços dos Perfis e dos Elementos de Ligação**

<i>Elementos</i>	<i>Classe de Resistência</i>
Perfis e Chapas	S275 JR
Parafusos	10.9 (DIN6914)
Porcas	10 (DIN6915)
Anilhas	10 (DIN616)

## 5 AÇÕES

Para a quantificação das ações consideraram-se os critérios definidos nas seguintes Normas:

- NP EN 1991-1-1:2009 – Ação dos Pesos Próprios (PP), das Restantes Cargas Permanentes (RCP) e das Sobrecargas (SC);
- NP EN 1997-1:2010 – Impulsos das Terras (I);
- NP EN 1991-1-4:2010 – Ação do Vento (W);
- NP EN 1991-1-5:2009 – Ação da Temperatura (T);
- NP EN 1998-1:2010 – Ação do Sismo (E).

### 5.1 Ações Permanentes

As ações permanentes assumem valores constantes ou com pequenas variações em torno do seu valor médio durante a vida útil da estrutura, consideradas neste Projeto, incluem: os pesos próprios dos materiais, as restantes cargas permanentes e os impulsos das terras.

#### 5.1.1 Peso Próprio (PP)

O peso próprio da estrutura foi calculado com base nas dimensões nominais e nos pesos específicos dos materiais indicados no Quadro 5.1.

**Quadro 5.1 - Pesos Específicos dos Materiais**

<i>Materiais</i>	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Betão Armado	25
Aço	78.5

#### 5.1.2 Restantes Cargas Permanentes (RCP)

As restantes cargas permanentes são determinadas com base em valores definidos em normas próprias, ou através da composição dos pesos dos diversos materiais que constituem um determinado elemento estrutural ou não estrutural.

No Quadro 5.2 estão indicados os valores adotados para as restantes cargas permanentes consideradas neste Projeto.

Quadro 5.2 - Valores das Restantes Cargas Permanentes

Zonas	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Cobertura	1.5
Pavimentos Metálicos	0.5
Armários Elétricos	2.5
Piso Térreo	2.0

### 5.1.3 Impulsos das Terras (I)

Os impulsos das terras sobre as paredes da cave foram considerados como ações permanentes.

Na Figura 5.1 representa-se um fluxograma utilizado no cálculo dos impulsos.

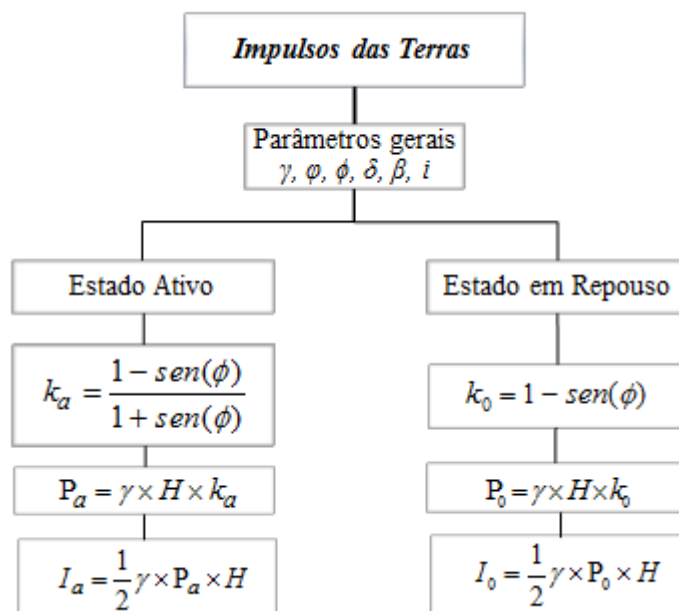


Figura 5.1 - Fluxograma do Impulso das Terras

Em que:

$H$  – altura do terreno (m);

$I_a$  – impulso ativo (kN/m);

$I_0$  – impulso em repouso (kN/m);

$P_a$  – pressão devido ao impulso ativo (kN/m<sup>2</sup>);

$P_0$  – pressão devido ao impulso em repouso (kN/m<sup>2</sup>);

$k_a$  – coeficiente de impulso ativo;

$k_0$  – coeficiente de impulso em repouso.

Foram considerados os parâmetros geotécnicos indicados no Quadro 5.3 para a quantificação dos impulsos.

Quadro 5.3 - Características do Terreno no tardoz das paredes da Cave da Sala Elétrica

Tipo de Terreno	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	$\phi$ [°]	$\delta$ [°]	$\beta$ [°]	$i$ [°]
Brita + Areia	18	0	35	0	0	0

Em que:

- $\gamma$  – peso específico do solo (kN/m<sup>3</sup>);
- $\varphi$  – inclinação da parede da cave com o solo (°);
- $\phi$  – ângulo de atrito interno do terreno (°);
- $\delta$  – atrito muro/solo (°);
- $i$  – inclinação do terreno (°).

Para o cálculo dos impulsos das terras consideraram-se os estados de repouso e ativo, tendo-se utilizado a teoria de *Rankine* para a determinação dos coeficientes de impulso com base na ausência de nível freático.

Na Figura 5.2 está indicado o modelo de cálculo utilizado na determinação dos impulsos nas paredes da cave da Sala Elétrica.

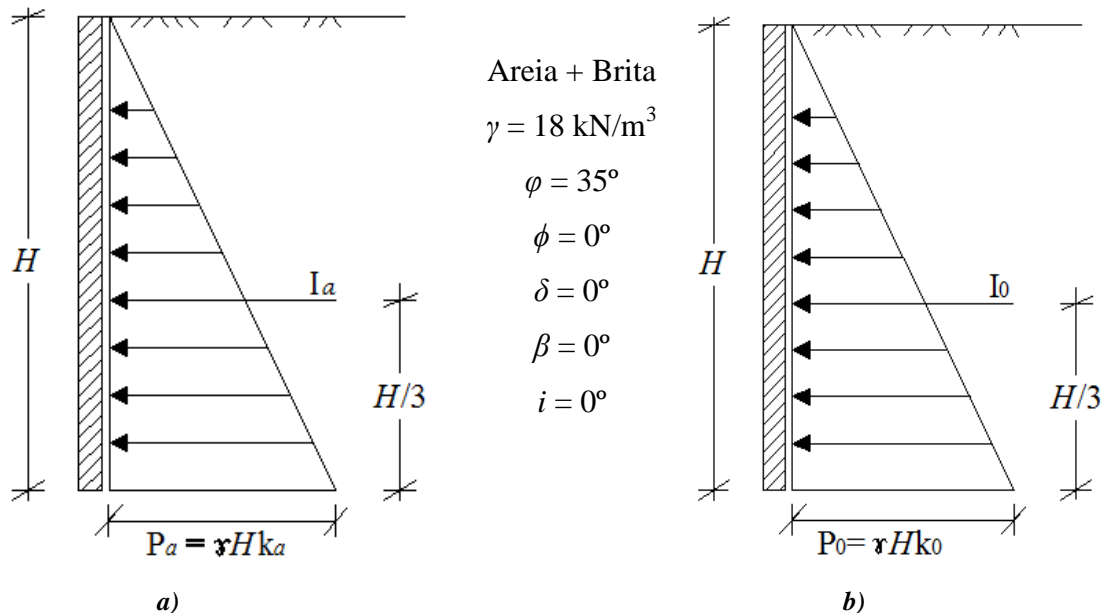


Figura 5.2 - Impulso das Terras – a) Estado Ativo; b) Estado em Repouso

Em que:

- $H$  – altura do terreno (m);
- $I_a$  – impulso ativo (kN/m);
- $I_0$  – impulso em repouso (kN/m);
- $P_a$  – pressão devido ao impulso ativo (kN/m<sup>2</sup>);

$P_0$  – pressão devido ao impulso em repouso ( $\text{kN/m}^2$ );

$k_a$  – coeficiente de impulso ativo;

$k_0$  – coeficiente de impulso em repouso.

Os coeficientes de impulso ativo e em repouso foram calculados pelas expressões:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)} \quad (\text{Eq. 5.1})$$

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\phi) \quad (\text{Eq. 5.2})$$

e os impulsos ativo e em repouso pelas expressões:

$$I_a = \frac{1}{2} \gamma \times P_a \times H \quad (\text{Eq. 5.3})$$

$$I_0 = \frac{1}{2} \gamma \times P_0 \times H \quad (\text{Eq. 5.4})$$

## 5.2 Ações Variáveis

As ações variáveis variam de intensidade de forma mais ou menos significativa ao longo da vida útil da estrutura e compreendem: as sobrecargas, a temperatura, o vento, o sismo, etc.

### 5.2.1 Sobrecargas (SC)

Os valores característicos das sobrecargas foram quantificados de acordo com a NP EN 1991-1-1:2009.

No Quadro 5.4 apresentam-se os valores característicos das sobrecargas consideradas no Projeto do presente trabalho.

**Quadro 5.4 - Valores Característicos das Sobrecargas**

<i>Zonas</i>	$q_k$ [ $\text{kN/m}^2$ ]
Cobertura (Categoria H)	0.4
Piso térreo (Categoria A)	2.0
Pisos metálicos	3.0

## 5.2.2 Temperatura (T)

A variação de temperatura numa estrutura conduz à variação diferencial de volume dos seus elementos, dando origem a deformações e esforços (estruturas hiperstáticas), que dependem dos coeficientes de dilatação térmica dos diferentes materiais.

Na Figura 5.3 representa-se o fluxograma que foi considerado para a determinação da ação da temperatura.

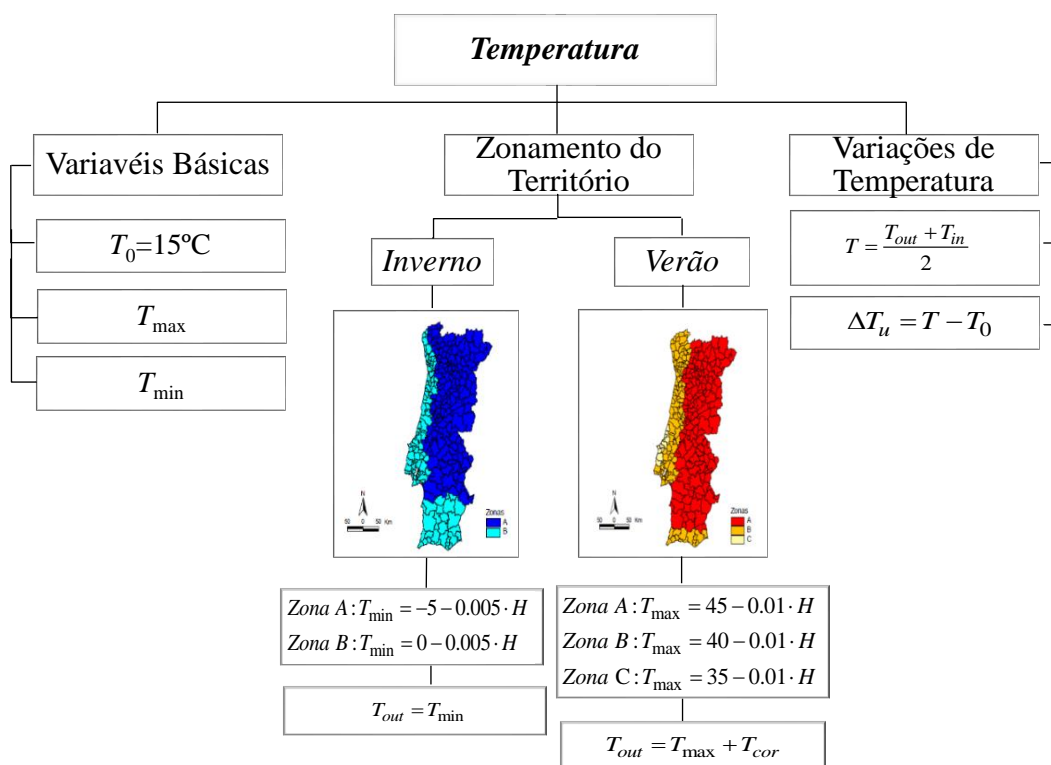


Figura 5.3 - Fluxograma da Temperatura

Em que:

$T_{\min}$  – temperatura mínima de Inverno ( $^\circ\text{C}$ );

$T_{\max}$  – temperatura máxima de Verão ( $^\circ\text{C}$ );

$H$  – cota altimétrica da estrutura (m);

$T_{\text{out}}$  – temperatura exterior ( $^\circ\text{C}$ );

$T_{\text{in}}$  – temperatura interior (admite-se igual a  $T_{\text{out}}$ , por não existirem revestimentos térmicos) ( $^\circ\text{C}$ );

$T$  – média da temperatura interior e exterior ( $^\circ\text{C}$ );

$T_{\text{cor}}$  – incremento da temperatura exterior devido às cores dos revestimentos das fachada ( $^\circ\text{C}$ );

$T_0$  – temperatura inicial na fase de construção ( $^\circ\text{C}$ );

$\Delta T_u$  – variação da temperatura uniforme ( $^\circ\text{C}$ ).

A NP EN 1991-1-5:2009 considera para a determinação da temperatura que as ações térmicas climáticas e operacionais para um dado elemento estrutural devem ser especificadas, considerando as componentes de variação uniforme de temperatura ( $\Delta T_u$ ) e de variação diferencial de temperatura ( $\Delta T_m$ ).

A componente uniforme é calculada pela diferença entre a temperatura média do elemento ( $T$ ) e a temperatura no instante inicial ( $T_0$ ).

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad (\text{Eq. 5.1})$$

A temperatura média,  $T$ , é determinada para as condições de Verão/Inverno a partir das temperaturas indicativas para os ambientes exterior ( $T_{out}$ ) e interior ( $T_{in}$ ).

Pode ser obtida de forma simplificada pela Eq. 5.2, nos casos em que o elemento estrutural é constituído por um único material, e quando as condições do ambiente exterior e interior são idênticas.

$$T = \frac{T_{out} + T_{in}}{2} \quad (\text{Eq. 5.2})$$

### 5.2.2.1 Variáveis Básicas

Para efeitos da quantificação da variação de temperatura a norma NP EN 1991-1-5:2009 define as seguintes variáveis básicas:

- Temperatura máxima do ar à sombra ( $T_{max}$ );
- Temperatura mínima do ar à sombra ( $T_{min}$ );
- Temperatura inicial ( $T_0$ ).

Tanto a temperatura máxima do ar à sombra,  $T_{max}$ , como a temperatura mínima do ar à sombra,  $T_{min}$ , são determinadas em função do zonamento do território.

Em relação à temperatura inicial,  $T_0$ , o seu valor é muito semelhante ao valor da temperatura média do ar no local da obra durante o período de construção.

Caso não existam informações sobre a temperatura o Anexo Nacional considera  $T_0$  igual a 15°C.

### 5.2.2.2 Zonamento do Território

O território português encontra-se dividido em zonas térmicas de acordo com uma escala de cores que está estipulada no Anexo Nacional.

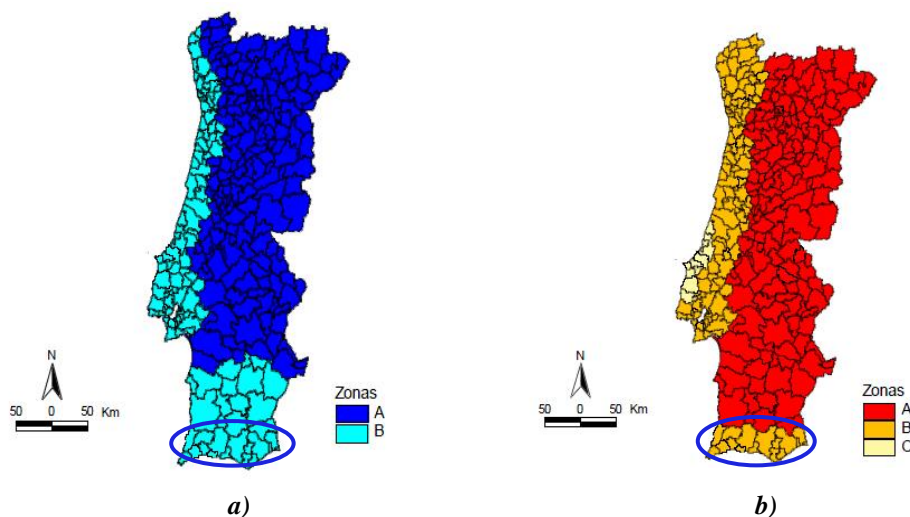


Figura 5.4 - Zonamento do Território – a) Estação de Inverno ( $T_{\min}$ ); b) Estação de Verão ( $T_{\max}$ )

As temperaturas de cada zona para cada estação do ano são as indicadas no quadro seguinte.

Quadro 5.5 - Temperaturas por Zonas

Zonas Térmicas	Estação de Inverno $T_{\min}$ [°C]	Estação de Verão $T_{\max}$ [°C]
A	-5	45
B	0	40
C	5	35

A Norma especifica que os valores de  $T_{\max}$  indicados referem-se à cota zero. Para valores a cotas diferentes, e segundo esta norma, deve ser subtraído aos valores de  $T_{\max}$ , 1.0 °C por cada 100 m de altitude, e aos valores de  $T_{\min}$ , 0.5 °C por cada 100 m de altitude.

$$T_{\min}(H) = T_{\min} - 0.005H \quad (\text{Eq. 5.3})$$

$$T_{\max}(H) = T_{\max} - 0.01H \quad (\text{Eq. 5.4})$$

Em que  $H$  é a cota altimétrica em metros medida em relação ao nível do mar.

### 5.2.2.3 Variações de Temperatura

A partir da determinação da variação uniforme de temperatura determina-se a variação máxima negativa ( $\Delta T_u^-$ ) que ocorre no Inverno, e a variação máxima positiva ( $\Delta T_u^+$ ) que ocorre no Verão.

$$\Delta T_u^- = \frac{T_{in}(I) + T_{out}(I)}{2} - T_0 \quad (\text{Eq. 5.5})$$

$$\Delta T_u^+ = \frac{T_{in}(V) + T_{out}(V)}{2} - T_0 \quad (\text{Eq. 5.6})$$

No Anexo Nacional são apresentados os Quadros 5.6 e 5.7 para a determinação das temperaturas  $T_{in}$  e  $T_{out}$ .

**Quadro 5.6 - Temperaturas indicativas  $T_{in}$  para Ambientes Interiores**

<i>Estação</i>	$T_{in}$ [°C]
Verão	$T_1 = 25$
Inverno	$T_2 = 18$

**Quadro 5.7- Temperaturas indicativas  $T_{out}$  para Zonas de Edifícios acima do solo**

<i>Estação</i>	<i>Fatores significativos</i>		$T_{out}$ [°C]
Verão	Absorvidade relativa dependente da cor da superfície	0.5 - superfície clara brilhante	$T_{max} + T_3$
		0.7 - superfície de cor clara	$T_{max} + T_4$
		0.9 - superfície escura	$T_{max} + T_5$
Inverno			$T_{min}$

Segundo o zonamento do território Nacional a estrutura da Sala Elétrica e do Posto de Transformação pertencem à *Zona B* para as condições de Inverno e de Verão.

### 5.2.3 Vento (W)

O vento considera-se como uma ação estática variável ao longo da altura das construções, atuando perpendicularmente às superfícies exteriores e interiores sob a forma de um conjunto simplificado de pressões ou de forças.

A ação do vento foi dimensionada de acordo com a norma NP EN 1991-1-4 utilizada em edifícios com alturas inferiores a 200 m.

Na Figura 5.5 representa-se um fluxograma geral que permite proceder ao estudo da ação do vento.

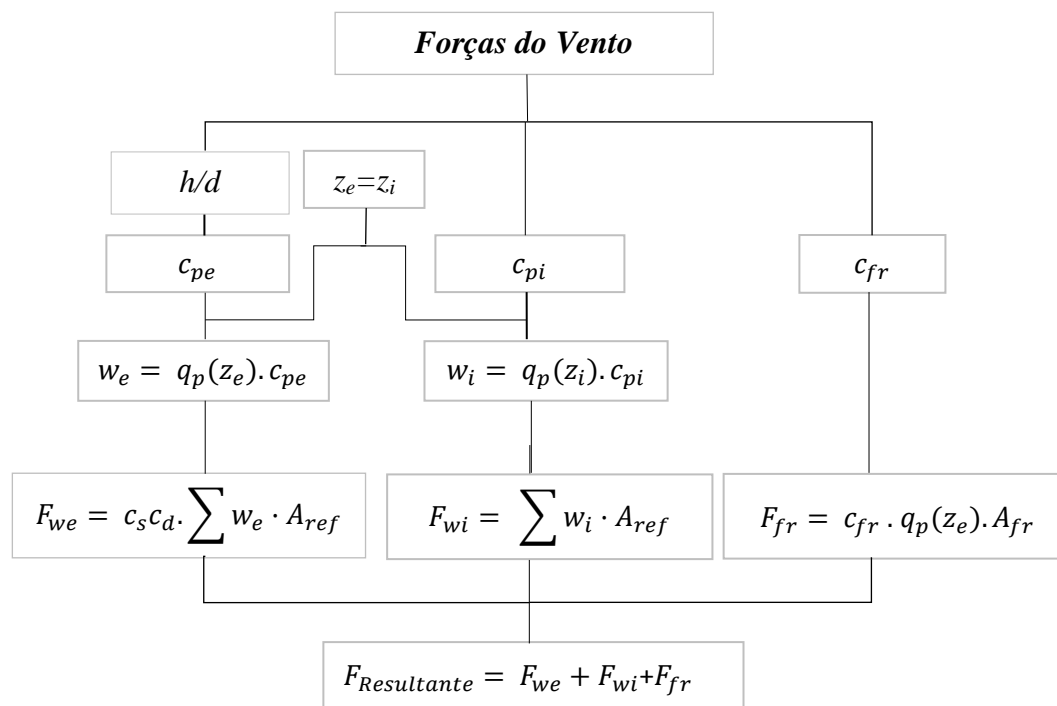


Figura 5.5 - Fluxograma das Forças do Vento

Em que:

- $z_0$  – comprimento de rugosidade (m);
- $z_{0,II}$  – comprimento de rugosidade correspondente à categoria de terreno II (m);
- $c_{pe}$  – coeficiente de pressão exterior;
- $c_{pi}$  – coeficiente de pressão interior;
- $c_{fr}$  – coeficiente de atrito;
- $c_{dir}$  – coeficiente de direção,  $c_{dir}=1.0$ ;
- $c_{\theta(z)}$  – coeficiente de orografia,  $c_{\theta(z)}=1.0$ ;
- $c_{season}$  – coeficiente de sazão,  $c_{season}=1.0$ ;
- $q_{p(z_i)}$  – pressão dinâmica de pico interior ( $\text{kN/m}^2$ );
- $q_{p(z_e)}$  – pressão dinâmica de pico exterior ( $\text{kN/m}^2$ );
- $z_i$  – altura de referência interior (m);
- $z_e$  – altura de referência exterior (m);
- $I_{v(z)}$  – intensidade de turbulência à altura  $z$ ;
- $k_I$  – coeficiente de turbulência (o valor recomendado pelo Anexo Nacional é 1.0);
- $v_{m(z)}$  – velocidade média do vento a uma altura  $z$  acima do solo (m/s);
- $\rho$  – massa volúmica do ar que depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica previstas para a região, durante situações de vento intenso ( $\text{kg/m}^3$ );
- $w_i$  – pressão interior na superfície individual à altura  $z_i$  ( $\text{kN/m}^2$ );

- $w_e$  – pressão exterior na superfície individual à altura  $z_e$  (kN/m<sup>2</sup>);  
 $c_s c_d$  – coeficiente estrutural que é considerado unitário para alturas inferiores a 15m;  
 $A_{ref}$  – área de referência da superfície individual (m<sup>2</sup>);  
 $A_{fr}$  – área de superfície exterior paralela ao vento (m<sup>2</sup>);  
 $F_{wi}$  – força interior exercida pelo vento (kN);  
 $F_{we}$  – força exterior exercida pelo vento (kN);  
 $F_{fr}$  – força de atrito exercida pelo vento (kN);  
 $F_w$  – soma de todas as forças exercidas pelo vento (kN).

A metodologia utilizada para o cálculo da ação do vento baseia-se na determinação dos seguintes parâmetros:

- Pressão dinâmica de pico ( $q_p$ ) tendo em conta à altura de referência ( $z_e$ );
- Coeficientes de força ( $c_f$ ) e de pressão ( $c_p$ );
- Coeficiente estrutural ( $c_s c_d$ );
- Áreas de referência ( $A_{ref}$ ).

Na quantificação da ação do vento é necessário ter em consideração o tipo de coeficiente aerodinâmico para o cálculo da força devido ao vento  $F_w$ .

Os coeficientes de força e de pressão são determinados pelas seguintes expressões:

▪ **Coeficientes de Força**

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum_{\text{superfícies}} (c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}) \quad (\text{Eq. 5.7})$$

▪ **Coeficientes de Pressão**

Forças Exteriores ( $F_{w,e}$ )

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{superfícies}} (c_{pe} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}) \quad (\text{Eq. 5.8})$$

Forças Interiores ( $F_{w,i}$ )

$$F_{w,i} = \sum_{\text{superfícies}} (c_{pi} \cdot q_p(z_i) \cdot A_{ref}) \quad (\text{Eq. 5.9})$$

Forças de Atrito ( $F_{fr}$ )

$$F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr} \quad (\text{Eq. 5.10})$$

Em que:

$c_s c_d$  – coeficiente estrutural;

$c_{pe}, c_{pi}$  – coeficientes de pressão exterior e interior;

$q_p(z_e), q_p(z_i)$  – pressões dinâmicas de pico para alturas de referência  $z_e$  e  $z_i$ ;

$A_{ref}$  – área de referência especificada na Norma para cada situação;

$c_{fr}$  – coeficiente de atrito;

$A_{fr}$  – área de referência para efeitos de cálculo das forças de atrito.

As ações do vento na estrutura da Sala Elétrica e do Posto de Transformação foram determinadas a partir dos coeficientes de pressão, com base nas pressões exteriores e interiores.

Atendendo a que a estrutura do Edifício tem altura inferior a 15 m considerou-se para o coeficiente estrutural o valor unitário.

As forças de atrito foram desprezadas, uma vez que a área total das superfícies paralelas à direção do vento é inferior a quatro vezes a área total das superfícies exteriores perpendiculares à direção do vento para as duas direções, quer no alçado de barlavento quer no de sotavento.

As forças resultantes consideradas para o vento atuam em quatro direções:  $W_x$  (vento segundo x, sentido positivo),  $W_{xx}$  (vento segundo x, sentido negativo),  $W_y$  (vento segundo y, sentido positivo) e  $W_{yy}$  (vento segundo y, sentido negativo).

### 5.2.3.1 Pressão Dinâmica de Pico

Na Figura 5.6 representa-se o fluxograma que permite proceder ao estudo da pressão dinâmica de pico.

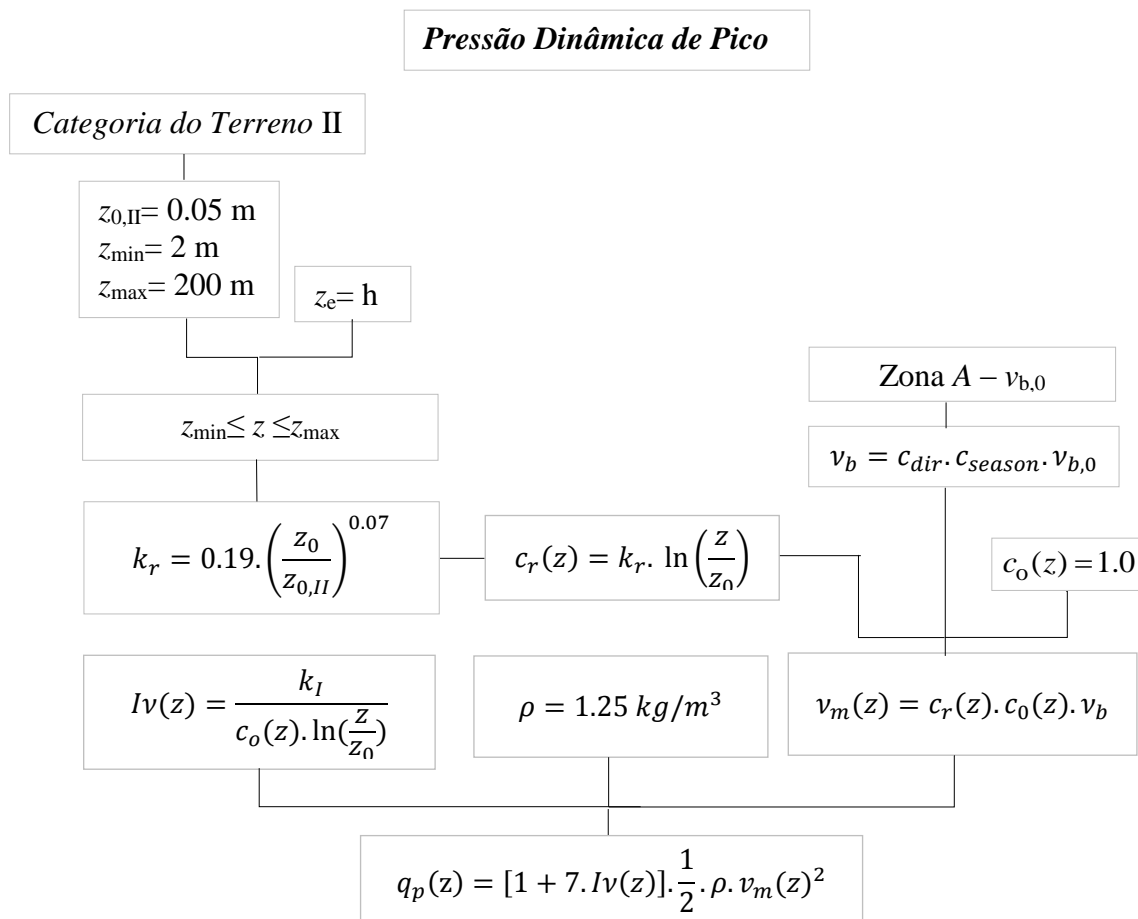


Figura 5.6 - Fluxograma da Pressão Dinâmica de Pico

A pressão dinâmica de pico à altura  $z$ ,  $q_p(z)$ , que resulta da velocidade média do vento é determinada a partir de:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (\text{Eq. 5.11})$$

Em que:

$\rho$  – massa volúmica do ar (considera-se  $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ );

$v_m$  – velocidade média do vento;

$I_v(z)$  – intensidade de turbulência determinada a partir das seguintes expressões:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (\text{Eq. 5.12})$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{para } z < z_{\min} \quad (\text{Eq. 5.13})$$

Em que  $k_I$  é o coeficiente de turbulência. O Anexo Nacional recomenda o valor de 1.0 para este coeficiente.

### ▪ Velocidade Média do Vento

As condições locais da estrutura, zona e categoria do terreno, devem ser previamente definidas de modo a poder-se determinar a velocidade média do vento ( $v_m(z)$ ), para uma dada altura acima do solo.

A expressão a aplicar é:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o \cdot v_b \quad (\text{Eq. 5.14})$$

Uma vez que  $v_m(z)$  depende da velocidade de referência do vento ( $v_b$ ), da rugosidade do terreno ( $c_{r(z)}$ ) e também da orografia do terreno ( $c_o$ ).

### ▪ Velocidade de Referência do Vento ( $v_b$ )

Este parâmetro depende do valor básico da velocidade de referência do vento ( $v_{b,0}$ ) e da zona em que a estrutura é construída.

O Anexo Nacional considera para  $v_b$  a seguinte expressão:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (\text{Eq. 5.15})$$

Em que:

$c_{dir}$  – coeficiente de direção;

$c_{season}$  – coeficiente de sazão.

Para os coeficientes  $c_{dir}$  e  $c_{season}$  o Anexo Nacional, recomenda que se considere valores unitários.

O território continental está dividido em duas zonas A e B, cujos valores indicados no Anexo Nacional da NP EN1991-1-4:2010 são os que constam no Quadro 5.8.

**Quadro 5.8 - Valor básico da Velocidade de Referência do Vento**

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

A zona A abrange a totalidade do território Nacional, excetuando as regiões pertencentes à zona B, zona que inclui os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente, situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou altitudes superiores a 600 m.

Como a estrutura da Sala Elétrica e do Posto de Transformação se localiza em Loulé, a região pertence à zona A, sendo o valor da velocidade de referência de 27 m/s.

▪ **Rugosidade e Orografia do Terreno ( $c_r(z)$  e  $c_o(z)$ )**

Com o valor da velocidade de referência determina-se o coeficiente de rugosidade  $c_r(z)$ , que depende das características de rugosidade do terreno e cujos parâmetros são os indicados no Quadro 5.9.

**Quadro 5.9 - Categorias e Parâmetros de Terreno**

<i>Categoria de Terreno</i>		$z_0$ [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	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

No projeto da Sala Elétrica definiu-se em primeiro lugar, o comprimento da rugosidade ( $z_0$ ) e a altura mínima ( $z_{\min}$ ) para um terreno da categoria II.

Com base nos parâmetros anteriores determinou-se o coeficiente de rugosidade ( $c_r(z)$ ) a partir das equações (Eq.5.16 e Eq.5.17).

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (\text{Eq. 5.16})$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{para} \quad z \leq z_{\min} \quad (\text{Eq. 5.17})$$

De referir que o coeficiente de terreno  $k_r$  depende do comprimento de rugosidade que é determinado a partir de:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (\text{Eq. 5.18})$$

Em que:

$z_{0,II}$  – comprimento de rugosidade correspondente à Categoria II,  $z_{0,II} = 0.05$ ;

- $z_0$  – comprimento de rugosidade;
- $z_{\min}$  – altura mínima a considerar;
- $z_{\max}$  – altura máxima considerada 200 m.

Em relação ao coeficiente de orografia do terreno ( $c_{o(z)}$ ), o coeficiente considerado para o Edifício da Sala Elétrica foi  $c_o = 1.0$ , uma vez que a estrutura não se encontra em colinas, em falésias e o declive do terreno também não é superior a 5%.

### 5.2.3.2 Pressões exercidas pelo Vento

Para o cálculo das pressões exercidas pelo vento nas superfícies exteriores ( $w_e$ ) e interiores ( $w_i$ ), os coeficientes de pressão exteriores ( $c_{pe}$ ) e interiores ( $c_{pi}$ ) são obtidos com base nas seguintes expressões:

$$w_e = q_p \cdot c_{pe} \quad (\text{Eq. 5.19})$$

$$w_i = q_p \cdot c_{pi} \quad (\text{Eq. 5.20})$$

Da diferença entre as pressões que atuam sobre as faces opostas, resulta a pressão resultante ( $F_{w,R}$ ), que é exercida num elemento estrutural tendo em conta os seus sinais.

Relativamente à convenção de sinais são consideradas positivas as ações (pressões) exercidas contra a superfície, e negativas (sucções) as pressões que atuam em sentido contrário, conforme se indica na Figura 5.7.

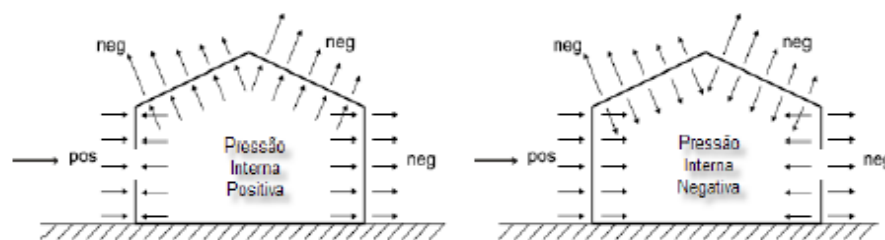


Figura 5.7 - Pressões em Superfícies

#### ▪ Coeficientes de Pressão Exteriores nas Paredes Verticais

No projeto de edifícios em que  $h \leq b$  considera-se nas paredes verticais o perfil de pressão dinâmica representado na Figura 5.8, que é constante em toda a altura de referência ( $z_e$ ).

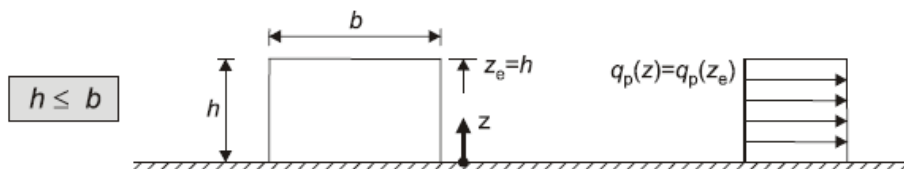


Figura 5.8 - Perfil de Pressão Dinâmica

Para a determinação dos coeficientes de pressão exteriores nas paredes verticais dos edifícios consideram-se quatro zonas: *A*, *B*, *C*, *D* e *E*.

Para a direção do vento indicada na Figura 5.9, a zona *D* corresponde à parede de barlavento, a zona *E* à parede de sotavento e as paredes laterais às zonas *A*, *B* e *C*.

A divisão das zonas laterais é feita de acordo com a relação entre "*e*" e "*d*" ( $e = \min(b; 2h)$ ), e nos casos em que  $e < d$  em todas as paredes laterais adota-se a representação indicada na Figura 5.9.

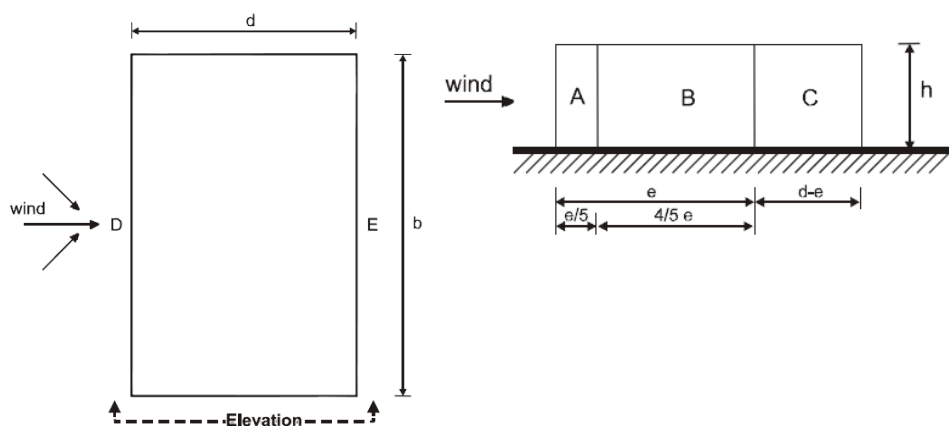


Figura 5.9 – Definição das Zonas das Paredes Verticais

Em superfícies com áreas carregadas superiores a  $10 \text{ m}^2$  consideram-se os coeficientes globais para  $c_{pe,10}$ .

Os coeficientes de pressão exteriores dependem não só das zonas em que os edifícios estão localizados, mas também das relações geométricas entre as dimensões ( $e/d$ ) das paredes laterais e da relação entre altura/largura ( $h/d$ ).

Os valores dos coeficientes de pressão exteriores estão indicados no Quadro 5.10.

**Quadro 5.10 - Valores Recomendados dos Coeficientes de Pressão Exteriores nas Paredes Verticais**

<b>Zonas</b>	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		<b>E</b>	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
<b>5</b>	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
<b>1</b>	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
<b>≤ 0.25</b>	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.3	

**Notas:** Para valores intermédios de  $h/d$  deve ser efetuada uma interpolação linear.

No projeto da Sala Elétrica dado que  $h \leq b$  considerou-se nas paredes verticais o perfil de pressão dinâmica representado na Figura 5.8, constante em toda a altura de referência ( $z_e$ ).

Para a determinação dos coeficientes de pressão exteriores nas paredes verticais da Sala Elétrica foram consideradas quatro zonas: A, B, C, D e E, de acordo com a Figura 5.9.

Para o Edifício deste Projeto, com base nas considerações anteriores, resumem-se no Quadro 5.11 os valores dos coeficientes de pressão exteriores nas paredes verticais para cada uma das direções do vento.

**Quadro 5.11 - Valores dos Coeficientes de Pressão Exteriores nas Direções X e Y**

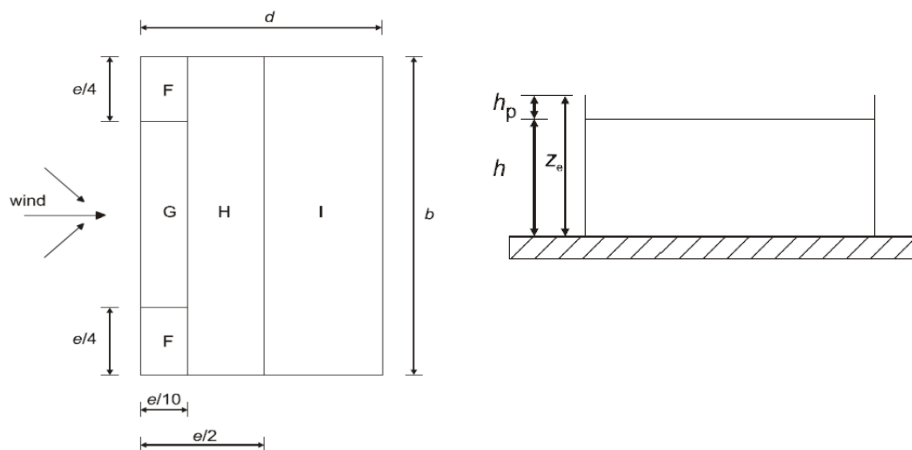
<b>Paredes Verticais da Sala Elétrica</b>	<b><math>h/d</math></b>	<b>Zonas</b>				
		<b>D</b>	<b>E</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>
		<b><math>c_{pe}</math></b>				
<b>Direção X</b>	0.389	0.72	-0.34	-1.2	-0.8	-0.5
<b>Direção Y</b>	0.395	0.72	-0.34	-1.2	-0.8	-0.5

Os coeficientes de pressão exteriores nas paredes verticais foram aplicados nos pilares e nas platibandas, no modelo do *software* de cálculo automático, tendo em conta a largura de influência destes elementos.

#### ▪ Coeficientes de Pressão Exteriores em Coberturas

Para a quantificação dos coeficientes de pressão exteriores em coberturas é necessário definir a altura de referência.

Nas coberturas em terraço com platibandas a altura de referência  $z_e$ , deverá ser considerada igual a  $h + h_p$ , de acordo com a Cláusula §7.2.3 da NP EN 1991-1-4, tal como se indica na Figura 5.10.



**Figura 5.10 – Definição das Zonas em Cobertura em Terraço e Platibandas**

Em que:

" $e$ " valor mínimo ( $b; 2h$ ).

As coberturas são divididas em zonas e os coeficientes de pressão para cada uma das zonas são os indicados no Quadro 5.12.

**Quadro 5.12 - Coeficientes de Pressão Exteriores para Coberturas em Terraço**

Tipos de Cobertura		Zona							
		F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
<b>Bordos em aresta viva</b>		-1.8	-2.5	-1.2	-2	-0.7	-1.2	0.2	
								-0.2	
<b>Com platibanda</b>	$h_p/h=0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	0.2	
								-0.2	
	$h_p/h=0.05$	-1.4	-2	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	0.2	
								-0.2	
	$h_p/h=0.1$	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	0.2	
								-0.2	

**Nota:** Os coeficientes de pressão exteriores para as direções do vento na cobertura da Sala Elétrica e no Posto de Transformação estão indicados no Quadro 5.13.

**Quadro 5.13 - Valores dos Coeficientes de Pressão Exteriores na Cobertura**

Cobertura com Platibanda da Sala Elétrica	Zonas			
	F	G	H	I
$h/h_p$	$c_{pe}$			
0.37	-0.51	-0.45	-0.7	-0.2

#### ▪ Coeficientes de Pressão Interiores

Para efeitos da determinação dos coeficientes de pressão interiores,  $c_{pi}$ , a NP EN1991-1-4:2010 define o chamado índice de aberturas  $\mu$ , que permite a determinação dos coeficientes

de pressão interiores, em função das dimensões das aberturas e das suas posições nas diferentes faces dos edifícios.

Nos casos onde não é possível calcular o valor de  $\mu$ , os coeficientes de pressão interiores a considerar devem ser de +0.2 e de -0.3.

Em relação ao Edifício da Sala Elétrica foram considerados para os coeficientes de pressão interiores os valores de +0.2 e de -0.3.

**Concluindo:**

- As pressões exteriores e interiores devem ser consideradas atuando simultaneamente nas envolventes dos edifícios incluindo os alçados e as coberturas.
- Com base nas pressões exteriores e interiores calculam-se as forças  $F_{we}$  e  $F_{wi}$  para as paredes dos alçados e das coberturas.
- Através da soma vetorial das forças  $F_{we}$  e  $F_{wi}$  determinam-se as forças exercidas pelo vento  $F_w$ , através das seguintes expressões:

$$F_{we} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{superfícies}} w_e \cdot A_{ref} \quad (\text{Eq. 5.21})$$

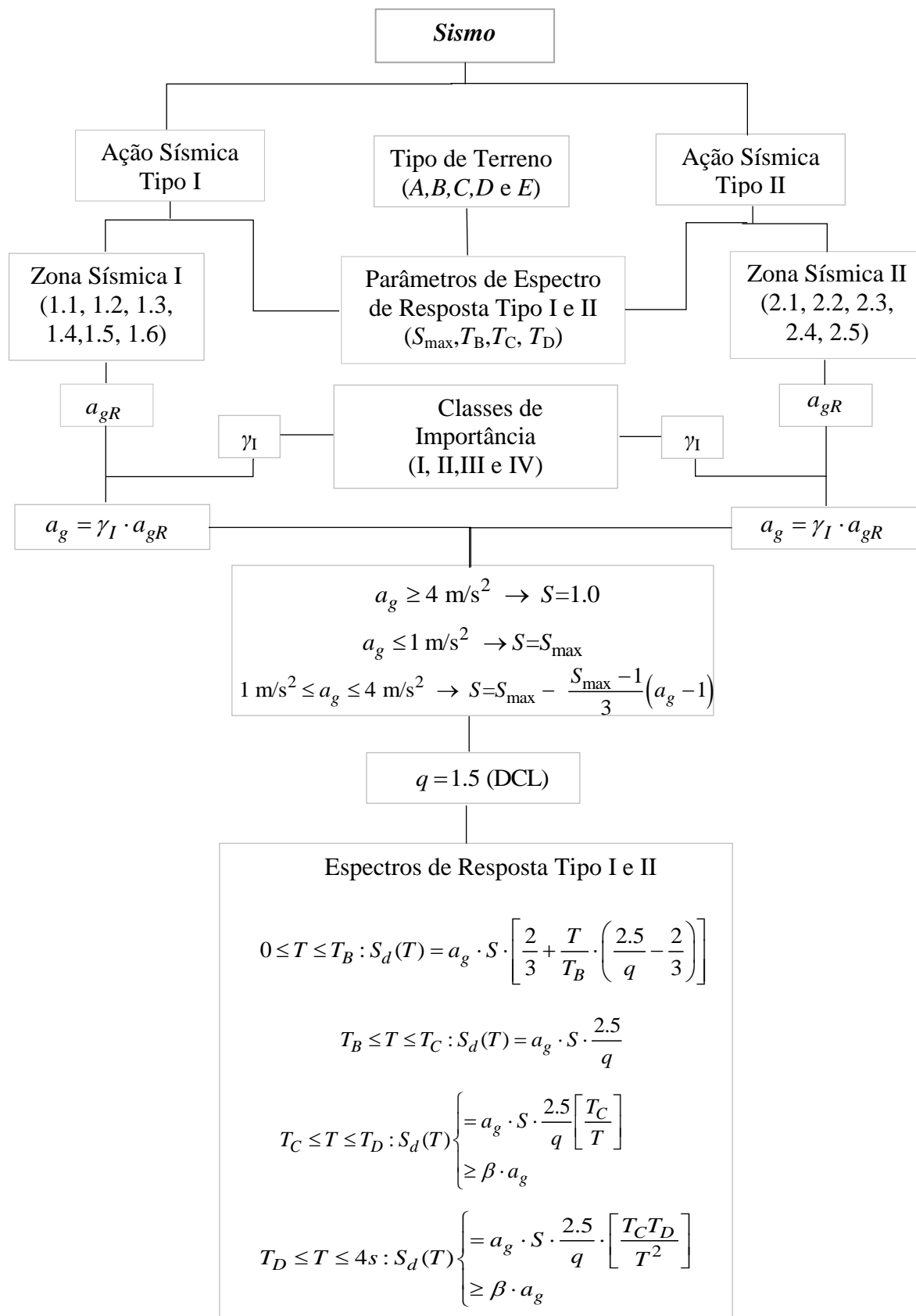
$$F_{wi} = \sum_{\text{superfícies}} w_i \cdot A_{ref} \quad (\text{Eq. 5.22})$$

### 5.3 Sismo (E)

Nos sismos é necessário que seja assegurada a proteção da vida dos utilizadores, limitando os danos que possam ser provocados, e garantindo sempre que as "estruturas importantes" se mantenham operacionais.

A análise sísmica deste Projeto foi realizada de acordo com a NP EN 1998-1:2010 e o Anexo Nacional.

Na Figura 5.11 representa-se o fluxograma que resume os passos necessários para o estudo da ação sísmica.



**Figura 5.11 – Fluxograma para a determinação dos Espectros de Cálculo das Ações Sísmicas dos Tipos I e II**

Em que:

$\gamma_I$  – coeficiente de importância determinado de acordo com o Quadro NA.II;

$a_{gR}$  – aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas, Quadro NA.I ( $\text{m/s}^2$ );

- $a_g$  – valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;
- $S_{m\acute{a}x}$  – parâmetro cujo valor é indicado nos Quadros NA-3.2 e NA-3.3 para a ação sísmica do Tipo I e II respetivamente;
- $T_B$  – limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante, Quadro NA-3.2 e Quadro NA 3.3;
- $T_C$  – limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante, Quadro NA- 3.2 e Quadro NA 3.3;
- $T_D$  – valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante, Quadro NA- 3.2 e Quadro NA 3.3;
- $S$  – coeficiente de solo;
- $T(s)$  – período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
- $q$  – coeficiente de comportamento;
- $S_d(T)$  – espectro de cálculo.

A NP EN 1998-1:2010 dá particular atenção aos espectros de resposta, que representam os movimentos sísmicos, e define dois tipos de ação sísmica em função da proximidade do epicentro do sismo:

- A ação sísmica tipo 1 corresponde a um sismo “afastado”;
- A ação sísmica tipo 2 corresponde a um sismo “próximo”, isto é, os que têm o epicentro no território Continental e só no Arquipélago dos Açores.

O Anexo Nacional define o zonamento do território em função do tipo de ação sísmica.

Para a definição dos espectros de resposta é necessário conhecer alguns parâmetros, tais como:

- Tipo de terreno;
- Zonamento do território;
- Classe de importância da estrutura;
- Coeficiente de comportamento.

### 5.3.1 Tipo de Terreno

Segundo o Quadro 3.1 da NP EN1998-1:2010 há a considerar cinco tipos de terreno, que por ordem decrescente de consistência são classificados em: A, B, C, D e E.

Quadro 5.14 - Tipos de Terreno

Tipo de Terreno	Descrição do Perfil Estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ [m/s]	$N_{SPT}$ [pancadas/30cm]	$c_u$ [kPa]
<b>A</b>	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
<b>B</b>	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360–800	> 50	> 250
<b>C</b>	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	180–360	15–50	70–250
<b>D</b>	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	<15	< 70
<b>E</b>	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $v_s$ do tipo <i>C</i> ou <i>D</i> e uma espessura entre cerca de 5 m e 20m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			

**Nota:** No projeto do Edifício da Sala Elétrica e do Posto de Transformação foi considerado um terreno do Tipo *B*.

### 5.3.2 Zonamento do Território

Para a quantificação da ação sísmica o território Nacional está dividido em diferentes zonas sísmicas.

No Anexo Nacional 1 na NP EN 1998-1:2010 são apresentadas as zonas sísmicas, considerando-se para as ações do Tipo 1 seis zonas, e para as ações do Tipo 2 cinco zonas de acordo com a Figura 5.12.

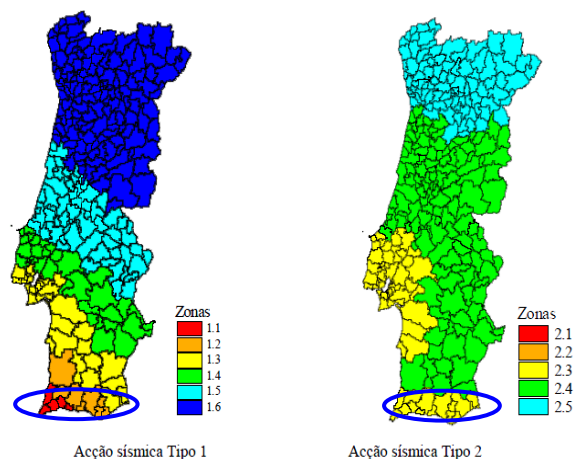


Figura 5.12 - Zonamento sísmico em Portugal

**Nota:** Uma vez que o Edifício se localiza em Loulé, as zonas sísmicas correspondentes ao tipo de ação sísmica e a respetiva aceleração máxima de referência são as indicadas no Quadro 5.15.

**Quadro 5.15 - Zonamento Sísmico**

<i>Portugal Continental</i>		<i>Ação Sísmica</i>			
<b>Código do Município</b>	<b>Concelho</b>	<b>Tipo 1</b>		<b>Tipo 2</b>	
		<b>Zona Sísmica</b>	<b>Aceleração <math>a_{gR}</math> [m/s<sup>2</sup>]</b>	<b>Zona Sísmica</b>	<b>Aceleração <math>a_{gR}</math> [m/s<sup>2</sup>]</b>
808	Loulé	1.2	2	2.3	1.7

### 5.3.3 Classes e Coeficientes de Importância

A NP EN1998-1:2010 define as classes de importância consoante a gravidade das consequências dos sismos em caso de colapso das estruturas de acordo com o Quadro 5.16.

**Quadro 5.16 - Classes de Importância para os Edifícios**

<i>Classe de Importância</i>	<i>Edifícios</i>
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, etc.

Considerou-se que o Edifício da Sala Elétrica pertence à classe de importância II.

A cada classe de importância é atribuído um coeficiente de importância, que permite calcular a aceleração à superfície do terreno ( $a_g$ ), e que é igual ao produto do valor de referência da aceleração máxima à superfície ( $a_{gR}$ ) pelo coeficiente de importância atribuído a cada estrutura ( $\gamma_I$ ).

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (\text{Eq. 5.23})$$

No Edifício deste projeto os valores da aceleração máxima de referência ( $a_{gR}$ ) e do coeficiente de importância ( $\gamma_I$ ), para as zonas sísmicas e para os dois tipos de ação sísmica, são os indicados nos Quadros 5.17 e 5.18.

Quadro 5.17 - Aceleração Máxima de Referência nas Zonas Sísmicas

<i>Ação Sísmica Tipo 1</i>		<i>Ação Sísmica Tipo 2</i>	
<i>Zona Sísmica</i>	$a_{gR}$ [m/s <sup>2</sup> ]	<i>Zona Sísmica</i>	$a_{gR}$ [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	-	-

Quadro 5.18 - Coeficientes de Importância  $\gamma_I$ 

<i>Classe de Importância</i>	<i>Ação Sísmica Tipo 1</i>	<i>Ação Sísmica Tipo 2</i>	
		<i>Continente</i>	<i>Açores</i>
I	0.65	0.75	0.85
II	1.00	1.00	1.00
III	1.45	1.25	1.15
IV	1.95	1.50	1.35

O coeficiente ( $\gamma_I$ ) considerado foi o da classe de importância II.

Com base no valor obtido da aceleração à superfície do terreno ( $a_g$ ), determinou-se o coeficiente do solo ( $S$ ), necessário para a definição dos espectros de resposta.

Segundo o Anexo Nacional do EC8 o coeficiente do solo é calculado a partir das equações 5.24 a 5.26:

$$a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \rightarrow S = S_{\max} \quad (\text{Eq. 5.24})$$

$$1 \text{ m/s}^2 \leq a_g \leq 4 \text{ m/s}^2 \rightarrow S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3}(a_g - 1) \quad (\text{Eq. 5.25})$$

$$a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \rightarrow S = 1.0 \quad (\text{Eq. 5.26})$$

Em que:

$a_g$  – valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A (m/s<sup>2</sup>);

$S$  – coeficiente do solo;

$S_{\max}$  – coeficiente cujo valor é indicado nos Quadros NA-3.2 e NA-3.3.

### 5.3.4 Coeficiente de Comportamento

O coeficiente de comportamento  $q$  tem em conta a capacidade de dissipação de energia da estrutura, e é determinado para as ações sísmicas de acordo com a EN NP1992-1-1:2010.

O coeficiente de comportamento  $q$  depende de vários fatores, tais como o sistema estrutural, a regularidade das estruturas em planta e em altura, etc.

No projeto do Edifício da Sala Elétrica considerou-se um coeficiente de comportamento  $q = 1.5$ .

### 5.3.5 Espectros de Resposta

A ação sísmica foi definida por espectros de resposta.

A NP EN 1998-1 apresenta espectros de resposta elástica  $S_e(T)$  e espectros de resposta de cálculo  $S_d(T)$ .

No cálculo dos espectros de resposta do projeto do Edifício considerou-se o espectro de cálculo  $S_d(T)$ .

A componente vertical da ação sísmica não foi considerada dado o disposto em 4.3.3.5.2 da NP EN 1998-1.

Os espectros de resposta de cálculo  $S_d(T)$  para as componentes horizontais da ação sísmica são definidos pelas expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (\text{Eq. 5.27})$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (\text{Eq. 5.28})$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (\text{Eq. 5.29})$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (\text{Eq. 5.30})$$

Em que:

$S_d(T)$  – espectro de resposta de cálculo;

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

$a_g$  – valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;

$T_B$  – 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 do período que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;  
 $S$  – coeficiente de solo;  
 $\beta$  – fração mínima da aceleração espectral de projeto para análise elástica. O valor recomendado é 0.2;  
 $q$  – coeficiente de comportamento.

No Edifício da Sala Elétrica considerou-se para os parâmetros dos espectros de resposta para as ações sísmicas do Tipo 1 e do Tipo 2 os valores indicados nos Quadro 5.19 e 5.20.

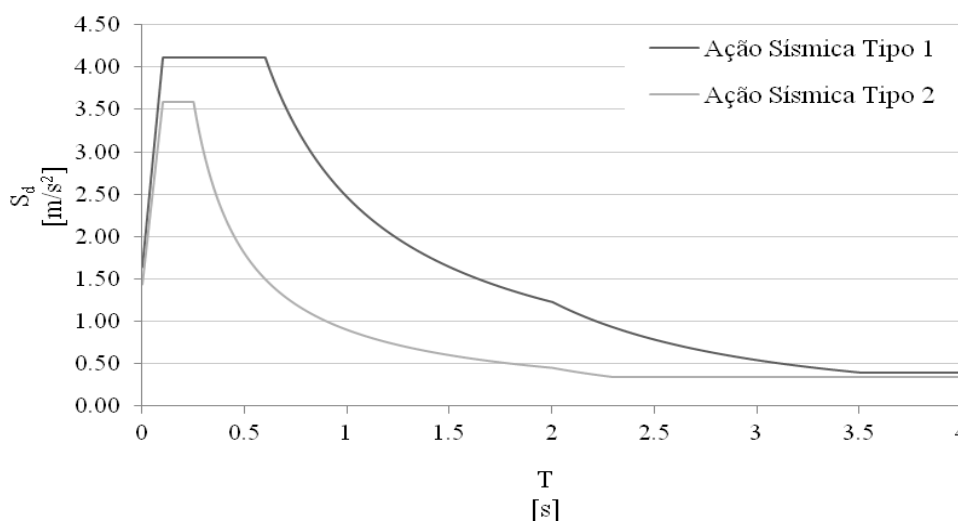
**Quadro 5.19 - Valores dos Parâmetros do Espectro de Resposta Elástico para Ação Sísmica Tipo 1**

<i>Tipo de Terreno</i>	$S_{max}$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
A	1.0	0.1	0.6	2.0
<b>B</b>	<b>1.35</b>	<b>0.1</b>	<b>0.6</b>	<b>2.0</b>
C	1.6	0.1	0.6	2.0
D	2.0	0.1	0.8	2.0
E	1.8	0.1	0.6	2.0

**Quadro 5.20 - Valores dos Parâmetros do Espectro de Resposta Elástico para Ação Sísmica Tipo 2**

<i>Tipo de Terreno</i>	$S_{max}$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
A	1.0	0.1	0.25	2.0
<b>B</b>	<b>1.35</b>	<b>0.1</b>	<b>0.25</b>	<b>2.0</b>
C	1.6	0.1	0.25	2.0
D	2.0	0.1	0.3	2.0
E	1.8	0.1	0.25	2.0

Os espectro de cálculo para a análise elástica  $S_d(T)$  são os representados da Figura 5.13.



**Figura 5.13 - Espectros de Resposta de Cálculo das componentes horizontais das Ações Sísmicas do Tipo 1 e do Tipo 2**

## 6 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Nas combinações de ações considerou-se a atuação simultânea das ações, tendo em consideração os coeficientes parciais ( $\gamma$ ) e os coeficientes de redução ( $\psi$ ), para os estados limites, de acordo com a NP EN 1990:2009.

Os estados limites estão associados a situações de projeto e compreendem os estados limites últimos e estados limites de utilização.

### 6.1 Coeficientes de Redução $\psi$

No Quadro 6.1 apresenta-se os valores recomendados para os coeficientes ( $\psi$ ) relativos às ações do presente Projeto.

Quadro 6.1 - Valores dos Coeficientes  $\psi$  das Ações

Ações		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Sobrecargas	Categoria H: Cobertura	0	0	0
	Categoria A: Piso Térreo	0.7	0.5	0.3
Temperatura		0.6	0.5	0
Vento		0.6	0.2	0

### 6.2 Estados Limites Últimos

Os estados limites últimos estão relacionados com o estado de colapso ou qualquer outra forma de rotura estrutural, que comprometa a capacidade resistente da estrutura, e que possa colocar em causa a segurança de pessoas ou de equipamentos.

As combinações de ações a considerar para os estados limites últimos ( $E_d$ ) segundo a NP EN 1990:2009 são:

- **Combinação Fundamental** – Situações de projeto persistentes ou transitórias

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (\text{Eq. 6.1})$$

- **Combinação Sísmica** – Situações ocorrência de um sismo

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (\text{Eq. 6.2})$$

- **Combinação Acidental** – Situações de projeto acidentais

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" "P" "+" A_d "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (\text{Eq. 6.3})$$

Em que:

"+" – significa "a combinar com";

$\Sigma$  – significa "o efeito combinado de";

$G_{k,j}$  – ações permanentes;

$Q_{k,1}$  – valor característico da ação variável de base da combinação;

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

$P$  – ação de pré-esforço;

$A_{Ed}$  – valor de cálculo da ação sísmica;

$A_d$  – valor de cálculo da ação de acidente;

$\gamma_G$  – coeficientes parciais de segurança para as ações permanentes;

$\gamma_Q$  – coeficientes parciais de segurança para as ações variáveis;

$\gamma_P$  – coeficientes parciais de segurança em ações de pré-esforço;

$\psi_0$  – 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.

### 6.2.1 Coeficientes Parciais $\gamma$

Os valores dos coeficientes parciais ( $\gamma$ ) recomendados para as combinações de ações em relação aos estados limites últimos estão indicados no Quadro 6.2.

**Quadro 6.2 - Valores dos Coeficientes Parciais  $\gamma$  – Estados Limites Últimos**

<i>Combinações</i>	<i>Ações Permanentes</i>	<i>Ações Variáveis</i>
	$\gamma_G$	$\gamma_Q$
Fundamental	1.35	1.5
Acidental	-	1.0
Sísmica	1.0	1.0

### 6.3 Estados Limites de Utilização

Os estados limites de utilização estão relacionados com as situações em que os requisitos de utilização da estrutura, ou parte dela, deixam de ser satisfeitos, colocando assim em causa o bom comportamento da estrutura em condições de uso corrente de serviço.

Para as combinações de ações em relação aos estados limites utilização, a NP EN 1990:2009 considera três casos, os quais dependem da duração do estado limite em causa.

- **Combinação Característica** – corresponde a estados limites de muito curta duração.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (\text{Eq. 6.4})$$

- **Combinação Frequente** – corresponde a estados limites de curta duração da ordem dos 5% do período de vida da estrutura.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \Psi_{1,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (\text{Eq. 6.5})$$

- **Combinação quase-permanente** – corresponde a estados limites de longa duração.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (\text{Eq. 6.6})$$

Em que:

"+" – significa "a combinar com";

$\Sigma$  – significa "o efeito combinado de";

$G_{k,j}$  – ações permanentes;

$Q_{k,1}$  – valor característico da ação variável de base da combinação;

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

$P$  – ação de pré-esforço;

$\gamma_G$  – coeficientes parciais de segurança para as ações permanentes;

$\gamma_Q$  – coeficientes parciais de segurança para as ações variáveis;

$\gamma_P$  – coeficientes parciais de segurança em ações de pré-esforço;

$\psi_0$  – 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.

### 6.3.1 Coeficientes Parciais $\gamma$

Os coeficientes de segurança relativos às ações para os estados limites de utilização deverão ser tomados iguais a 1.0, salvo indicação em contrário (ver NP EN 1991 e 1999).

**Quadro 6.3 - Valores dos Coeficientes Parciais  $\gamma$  – Estados Limites de Utilização**

<i>Combinações</i>	<i>Ações Permanentes</i>	<i>Ações Variáveis</i>
	$\gamma_G$	$\gamma_Q$
Caraterística	1.0	1.0
Frequente	1.0	1.0
Quase-Permanente	1.0	1.0

As combinações de ações que foram utilizadas no projeto da Sala Elétrica e do Posto de Transformação estão indicadas Quadro 6.4, que reúne também, a informação respeitante aos coeficientes parciais e de redução considerados.

**Nota:** A simbologia empregue no Quadro 6.4 é a seguinte:

ELU – Estados Limites Últimos - Combinação Fundamental;

ELU.Car – Estados Limites de Utilização - Combinação Característica;

PP – Peso Próprio;

RCP – Restantes Cargas Permanentes;

I – Impulsos de Terras;

SC1 – Sobrecargas nas lajes da Cobertura;

SC2 – Sobrecargas nas Lajes Térreas;

W – Vento;

T – Temperatura;

E1 – Sismo Tipo 1;

E2 – Sismo Tipo 2.

Quadro 6.4 - Combinações de Ações e Coeficientes de Segurança – Estados Limites Últimos e de Utilização

	Combinações	Ações Permanentes			Ações Variáveis													
		PP	RCP	I	SC1		SC2		W		T <sup>+</sup>		T <sup>-</sup>		E1x	E1y	E2x	E2y
		$\gamma_G$	$\gamma_G$	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\Psi$	$\gamma_Q$	$\gamma_Q$	$\gamma_Q$	$\gamma_Q$
Estados Limites Últimos Combinação Fundamental	ELU.SC1+SC2 <sub>(T+)</sub>	1.35	1.35	1.35	1.5	1	1.5	1	0	0.6	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-
	ELU.SC1+SC2 <sub>(T-)</sub>	1.35	1.35	1.35	1.5	1	1.5	1	0	0.6	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-
	ELU.SC2 <sub>(W,T+)</sub>	1.35	1.35	1.35	1.5	1	1.5	1	1.5	0.6	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-
	ELU.SC2 <sub>(W,T-)</sub>	1.35	1.35	1.35	1.5	1	1.5	1	1.5	0.6	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-
	ELU. T <sub>(W)</sub> <sup>+</sup>	1.35	1.35	1.35	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.6	1.5	1	0	0	-	-	-	-
	ELU. T <sub>(W)</sub> <sup>-</sup>	1.35	1.35	1.35	1.5	0	1.5	0.7	1.5	0.6	0	0	1.5	1	-	-	-	-
	ELU. W <sub>(T+)</sub>	1.35	1.35	1.35	1.5	0	1.5	0.7	1.5	1	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-
	ELU. W <sub>(T-)</sub>	1.35	1.35	1.35	1.5	0	1.5	0.7	1.5	1	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-
	ELU. E1x	1	1	1	1	0	0	0	1	0	1	0	1	0	1	0.3	-	-
	ELU. E1y	1	1	1	1	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0.3	1	-	-
ELU. E2x	1	1	1	1	0	0	0	1	0	1	0	1	0	-	-	1	0.3	
ELU. E2y	1	1	1	1	0	0	0	1	0	1	0	1	0	-	-	0.3	1	
Estados Limites de Utilização Combinação Característica	ELU.Car.SC1+SC2 <sub>(W,T+)</sub>	1	1	1	1	1	1	1	0.6	1	0.6	1	0	-	-	-	-	
	ELU.Car.SC1+SC2 <sub>(W,T-)</sub>	1	1	1	1	1	1	1	0.6	1	0	1	0.6	-	-	-	-	
	ELU.Car.W <sub>(T+)</sub>	1	1	1	1	0	1	0.7	1	1	1	0.6	1	0	-	-	-	-
	ELU.Car.W <sub>(T-)</sub>	1	1	1	1	0	1	0.7	1	1	1	0	1	0.6	-	-	-	-
	ELU.Car.T <sub>(W)</sub> <sup>+</sup>	1	1	1	1	0	1	0.7	1	0.6	1	1	1	0	-	-	-	-
ELU.Car.T <sub>(W)</sub> <sup>-</sup>	1	1	1	1	0	1	0.7	1	0.6	1	0	1	1	-	-	-	-	

**Nota:** Na ação do vento foram consideradas oito ações independentes  $W_x$ ,  $W_x$ ,  $W_{xx}$ ,  $W_y$  e  $W_{yy}$ , que foram combinadas com as restantes ações, de acordo com os critérios de combinações de ações definidos para os Estados Limites Últimos e de Utilização.



## 7 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

Os elementos da estrutura em betão armado foram dimensionados a partir dos critérios definidos da norma NP EN1992-1-1:2010.

A verificação da segurança foi realizada sempre de modo a validar:

- As soluções estruturais adoptadas tendo em conta os comportamentos previsíveis;
- As ações e combinações de ações possíveis de ocorrer para um determinado conjunto de situações, ou seja, para os estados limites últimos e de utilização.

### 7.1 Lajes da Cobertura

#### 7.1.1 Critérios Gerais de Dimensionamento

Para o dimensionamento e verificação de segurança aos Estados Limites Últimos e de Utilização das lajes da cobertura, foram utilizados os esforços obtidos nos ficheiros de resultados do programa de cálculo automático "SAP2000".

#### 7.1.2 Estados Limites Últimos - Resistência à Flexão Simples

##### 7.1.2.1 Armaduras Longitudinais

As armaduras longitudinais de flexão foram calculadas a partir das expressões Eq. 7.1 e Eq. 7.2

##### ▪ Armaduras de Cálculo

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (\text{Eq. 7.1})$$

Em que:

$A_s$  – área de armadura longitudinal;

$f_{yd}$  – valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

$b$  – largura da secção transversal da laje ( $b_t = 1.0$ );

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

$\omega$  – percentagem mecânica de armadura, obtida a partir de:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} \quad (\text{Eq. 7.2})$$

Sendo:

$\mu$  – momento fletor reduzido, calculado por:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (\text{Eq. 7.3})$$

Em que:

$M_{Ed}$  – valor do momento fletor atuante de cálculo;

$d$  – altura útil da secção transversal da laje:

$$d = h - rec - \phi / 2 \quad (\text{Eq. 7.4})$$

Sendo:

$h$  – altura da laje;

$rec$  – recobrimento das armaduras;

$\phi/2$  – 1/2 do diâmetro do varão (por simplificação considerou-se um varão de 12 mm no caso das lajes).

#### ▪ Armaduras Mínimas

As armaduras mínimas foram calculadas com base na expressão do EC2 (Cláusula §9.9.1.1):

$$A_{s,\min} = \frac{0.26 \cdot b_t \cdot d \cdot f_{cm}}{f_{yk}} \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d \quad (\text{Eq. 7.5})$$

Em que:

$A_{s,\min}$  – área de armadura mínima;

$f_{cm}$  – valor médio da resistência à tração do betão;

$f_{yk}$  – valor característico da tensão de cedência do aço;

$b_t$  – largura da secção de betão tracionado ( $b_t = 1.0$ );

$d$  – altura útil da secção transversal da laje.

#### ▪ Armaduras Máximas

As armaduras máximas foram calculadas a partir da expressão:

$$A_{s,\max} = 0.04 \cdot A_c \quad (\text{Eq. 7.6})$$

Em que  $A_c$  é a área total da secção de betão igual a ( $h \times b_t$ ).

### 7.1.3 Estados Limites Últimos - Resistência ao Esforço Transverso

O estado limite último ao esforço transverso é verificado sempre que se cumpra a condição:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (\text{Eq. 7.7})$$

Em que:

$V_{Ed}$  – valor de cálculo do esforço transverso;

$V_{Rd,c}$  – valor de cálculo do esforço transverso resistente do elemento sem armaduras de esforço transverso.

#### 7.1.3.1 Armaduras Transversais

Nos elementos em que não é necessária armaduras de esforço transverso o valor de cálculo do esforço transverso resistente é dado por:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (\text{Eq. 7.8})$$

Em que:

$f_{ck}$  – valor característico da tensão de rotura à compressão (MPa);

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \text{ com } d \text{ (mm);}$$

e

$$\rho_1 \text{ – igual a } \rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02;$$

$A_{sl}$  – área da armadura de tração prolongada num comprimento  $\geq (l_{bd} + d)$ ;

$b_w$  – menor largura da secção transversal na área tracionada (mm);

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd} \text{ (MPa);}$$

$N_{Ed}$  – esforço normal na secção devido às ações aplicadas (N) (considera-se  $N_{Ed} > 0$  para esforços em compressão);

$A_c$  – área da secção transversal de betão (mm<sup>2</sup>).

O Anexo Nacional considera os seguintes valores:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c;$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2};$$

$$k_1 = 0.15.$$

#### 7.1.4 Estados Limites de Utilização - Controlo de Fendilhação

Nos elementos de betão armado a fendilhação deve ser estudada de modo a não prejudicar o funcionamento e a durabilidade das estruturas.

**Nota:** Em relação às lajes de betão armado solicitadas à flexão sem tração axial significativa, não são necessárias medidas específicas para controlar a fendilhação, nos casos em que a espessura total das lajes não for superior a 200 mm.

#### 7.1.5 Estados Limites de Utilização - Controlo de Deformação

A verificação do controlo da deformação das lajes deve também ser estudada, de modo a impedir que a deformação não prejudique o funcionamento destes elementos estruturais.

Segundo a NP EN 1992-1-1:2010 na Cláusula 7.4.1 (4) as flechas calculadas não devem ser superiores a  $L/250$  do vão.

$$\text{Flecha Máxima: } \leq \frac{L}{250} \quad (\text{Eq. 7.9})$$

O fluxograma da Figura 7.1 reúne as informações necessárias ao dimensionamento das lajes aos estados limites últimos e de utilização.

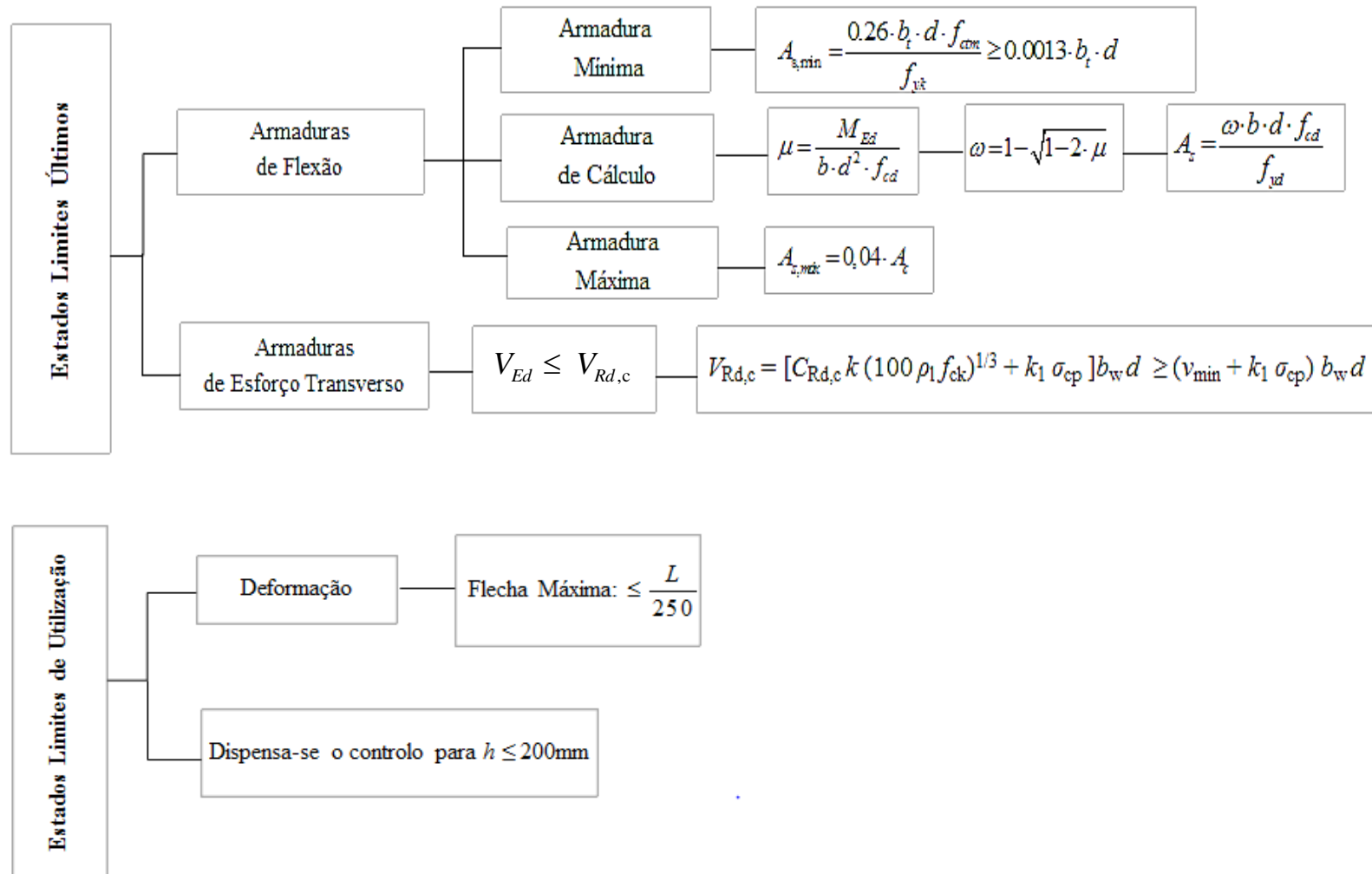


Figura 7.1- Fluxograma de dimensionamento das Lajes

Em que:

$A_s$  – área de armadura longitudinal;

$f_{yd}$  – valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

$b$  – largura da secção transversal da laje ( $b_t = 1.0$ );

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

$\omega$  – percentagem mecânica de armadura;

$\mu$  – momento fletor reduzido;

$M_{Ed}$  – valor do momento fletor atuante de cálculo;

$d$  – altura útil da secção transversal da laje;

$h$  – altura da laje;

$rec$  – recobrimento das armaduras;

$\phi/2$  – do diâmetro do varão;

$A_{s,min}$  – área de armadura mínima;

$f_{ctm}$  – valor médio da resistência à tração do betão;

$f_{yk}$  – valor característico da tensão de cedência do aço;

$b_t$  – largura da secção de betão tracionado ( $b_t = 1.0$ );

$d$  – altura útil da secção transversal da laje;

$A_c$  – área total da secção de betão;

$V_{Rd,c}$  – valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal;

$V_{Rd,max}$  – valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas;

$f_{ck}$  – valor característico da tensão de rotura à compressão;

Para os parâmetros  $k$  e  $\rho_1$  adotam-se:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \text{ com } d \text{ (mm);}$$

$$\rho_1 \text{ é obtido: } \rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02;$$

Em que:

$A_{sl}$  – área da armadura de tração prolongada num comprimento  $\geq (l_{bd} + d)$ ;

$b_w$  – menor largura da secção transversal na área tracionada (mm);

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$  (MPa);

$N_{Ed}$  – esforço normal na secção devido às ações aplicadas (N) (considera-se  $N_{Ed} > 0$  para esforços em compressão);

$A_c$  – área da seção transversal de betão ( $\text{mm}^2$ );

O Anexo Nacional considera para  $C_{Rd,c}$ ,  $v_{\min}$  e  $k_1$  os seguintes valores:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c;$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$$k_1 = 0.15.$$

## 7.2 Vigas

### 7.2.1 Critérios Gerais de Dimensionamento

O dimensionamento das vigas aos estados limites últimos realiza-se de um modo idêntico ao das lajes.

### 7.2.2 Estados Limites Últimos - Resistência à Flexão

#### 7.2.2.1 Armaduras Longitudinais

As armaduras de flexão nas vigas são calculadas utilizando os mesmos critérios das lajes.

### 7.2.3 Estados Limites Últimos – Resistência ao Esforço Transverso

#### 7.2.3.1 Armaduras de Esforço Transverso

A verificação de segurança ao esforço transverso nas vigas foi realizada com base no modelo de treliça indicado na Figura 7.2, tendo-se considerado estribos verticais ( $\alpha = 90^\circ$ ).

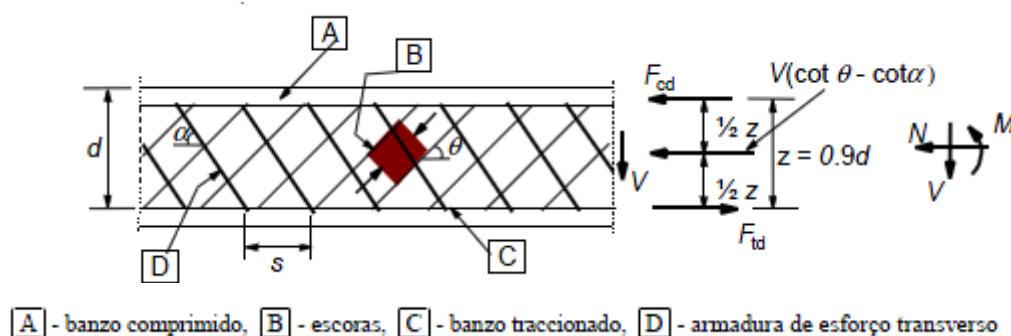


Figura 7.2 - Modelo de Treliça em Vigas

O critério aplicado na verificação da resistência ao esforço transverso impõe que o valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo,  $V_{Rd,máx}$ , seja maior ou igual ao valor do esforço transverso de cálculo  $V_{Ed}$ .

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,máx} \quad (\text{Eq. 7.10})$$

$$V_{Rd,m\acute{a}x} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot \frac{f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} \quad (\text{Eq. 7.11})$$

As armaduras do esforço transversal são calculadas pela expressão:

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)} \quad (\text{Eq. 7.12})$$

Em que:

- $A_{sw}$  – área da secção das armaduras de esforço transversal;
- $s$  – espaçamento longitudinal entre estribos;
- $V_{Ed}$  – valor de cálculo do esforço transversal atuante de cálculo;
- $z$  – braço do binário das forças interiores ( $z = 0.9d$ );
- $f_{ywd}$  – valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transversal;
- $f_{cd}$  – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
- $\theta$  – ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga ( $\theta = 45^\circ$ );
- $\alpha_{cw}$  – coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido ( $\alpha = 1.0$ ) para estruturas não pré-esforçadas;
- $b_w$  – menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido;
- $\nu_1$  – coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

#### ▪ Armaduras Mínicas

A taxa de armadura de esforço transversal  $\rho_w$  não pode ser inferior ao valor mínimo exigido pelo Anexo Nacional,  $\rho_{w,min}$ :

$$\rho_{w,min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} \quad (\text{Eq. 7.13})$$

Em que:

- $\rho_{w,min}$  – taxa mínima de armadura de esforço transversal;
- $f_{ywk}$  – valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras transversais ( $f_{ywk} = f_{yk}$ ).

A área mínima de esforço transversal é calculada a partir da expressão 7.14.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \rho_{w,\min} \cdot b_w \cdot \text{sen}(\alpha) \quad (\text{Eq. 7.14})$$

Em que:

$A_{sw,\min}$  – área da secção das armaduras de esforço transverso;

$s$  – espaçamento longitudinal entre estribos;

$b_w$  – menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido;

$\alpha$  – ângulo formado pela armadura de esforço transverso e o eixo longitudinal (adota-se  $\alpha = 90^\circ$ ).

#### ▪ Armaduras Máximas

A armadura máxima de esforço transverso é obtida a partir da expressão:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\max} = 0.5 \cdot \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ywd}} \quad (\text{Eq. 7.15})$$

Em que:

$A_{sw,\max}$  – área da secção das armaduras de esforço transverso;

$s$  – espaçamento longitudinal entre estribos;

$b_w$  – menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido;

$\alpha_{cw}$  – coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

#### 7.2.3.2 Espaçamentos das armaduras de Esforço Transverso

Segundo a NP EN 1992-1-1:2010 o espaçamento longitudinal máximo das armaduras de esforço transverso,  $s_{l,\max}$ , e o espaçamento transversal entre os ramos de estribos,  $s_{t,\max}$ , indicados pelo Anexo Nacional são iguais a:

$$s_{l,\max} = 0.75d (1 + \cot(\alpha)) \quad (\text{Eq. 7.16})$$

$$s_{t,\max} = 0.75d \leq 600 \text{ mm} \quad (\text{Eq. 7.17})$$

Em que  $\alpha$  é a inclinação das armaduras de esforço transverso em relação ao eixo longitudinal da viga.

#### 7.2.4 Estados Limites de Utilização - Controlo de Fendilhação

A fendilhação deve ser verificada de modo a não prejudicar o funcionamento e a durabilidade das estruturas.

Os valores limites,  $w_{\max}$ , admissíveis para a largura das fendas nas diferentes classes de exposição estão indicados no Quadro 7.1.

Quadro 7.1 - Valores recomendados de  $w_{\max}$  (mm)

<i>Classes de Exposição</i>	<i>Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes</i>	<i>Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes</i>
	Combinação de ações quase-permanente	Combinação de ações frequente
<i>X0, XC1</i>	0.4	0.2
<i>XC2, XC3, XC4</i>	0.3	0.2
<i>XD1, XD2, XS1, XS2, XS3</i>		Descompressão

#### ▪ Armadura Mínima de Fendilhação

A armadura mínima para o controlo da fendilhação segundo a §Cláusula 7.3.2 (2) do EC2 é calculada por:

$$A_{s,\min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{f_{yk}} \quad (\text{Eq. 7.18})$$

Em que:

$k_c$  – coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção imediatamente antes da fendilhação e a variação do braço binário, considerando-se igual a 0.4 no caso de secções retangulares sujeitos a flexão simples;

$k$  – coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto equilibradas de que resulta uma redução dos esforços de coação;

$k = 1.0$  para almas com  $h \leq 300$  mm ou para banzos com larguras inferiores a 300 mm;

$k = 0.65$  para almas com  $h \geq 800$  mm ou para banzos com larguras superiores a 800 mm;

$f_{ct,eff}$  – valor médio da resistência do betão à tração;

$A_{ct}$  – área de betão tracionado imediatamente antes da formação da primeira fenda.

A verificação da segurança aos estados limites de utilização de fendilhação pode ser realizada a partir do Método Indireto, recorrendo a disposições construtivas, nomeadamente em relação aos diâmetros e espaçamentos máximos das armaduras, conforme indicado nos Quadros 9.1 e 9.2 do Anexo Nacional.

- **Controlo Indireto de Abertura de Fendas**

Quadro 7.2 - Diâmetros máximos dos varões para Controlo da Fendilhação

<i>Tensões no aço</i> [MPa]	<i>Diâmetros máximos dos varões</i> [mm]		
	$w_k = 0.4$	$w_k = 0.3$	$w_k = 0.2$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6

Quadro 7.3 - Espaçamentos máximos dos varões para Controlo da Fendilhação

<i>Tensões no aço</i> [MPa]	<i>Espaçamento máximo dos varões</i>		
	$w_k = 0.4$	$w_{kv} = 0.3$	$w_k = 0.2$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

### 7.2.5 Estados Limites de Utilização - Controlo de Deformação

A verificação do controlo da deformação das vigas deve ser verificada de modo a impedir que a deformação não prejudique o funcionamento destes elementos.

- **Valores Limites de Referência para a Deformação**

Segundo a NP EN 1992-1-1:2010 as flechas em vigas não devem ser superiores a  $L/250$  do vão.

$$\text{Flecha Máxima: } \leq \frac{L}{250} \quad (\text{Eq. 7.19})$$

- **Controlo da Deformação pelo Método Indireto**

A verificação do estado limite de deformação é realizada partir das Eq.7.20 e 7.21, indicadas na Cláusula §7.4.2 (2) do EC2, limitando a relação entre  $l/d$ .

$$\frac{l}{d} \leq K \left[ 11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2 \sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \text{ se } \rho \leq \rho_0 \quad (\text{Eq. 7.20})$$

$$\frac{l}{d} \leq K \left[ 11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ se } \rho > \rho_0 \quad (\text{Eq. 7.21})$$

Em que:

$l/d$  – valor limite da relação vão/altura;

$K$  – coeficiente que tem em consideração os diferentes sistemas estruturais;

$\rho_0$  – taxa de armaduras de referência  $\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \times 10^{-3}$ ;

$\rho$  – taxa de armaduras de tração necessária a meio vão ou no apoio no caso de consolas, para equilibrar o momento devido às ações de cálculo;

$f_{ck}$  – valor característico de tensão de rotura do betão à compressão em MPa.

Nas expressões anteriores considera-se para as ações no estado limite de utilização que a tensão  $f_{yk} = 500$  MPa no aço A500 é igual a 310 Mpa.

**Quadro 7.4 - Valores a considerar para a relação vão/altura útil para elementos de betão armado sem Esforço Normal de Compressão**

<i>Sistemas Estruturais</i>	<i>K</i>	<i>Betão fortemente solicitado</i> $\rho = 1.5 \%$	<i>Betão levemente solicitado</i> $\rho = 0.5 \%$
Viga simplesmente apoiada, laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direções.	1.0	14	20
Vão extremo de uma viga contínua uma laje contínua armada numa direção, ou de uma laje armada em duas direções contínua ao longo do lado maior.	1.3	18	26
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direções.	1.5	20	30
Laje sem vigas apoiada sobre pilares fungiforme) (em relação ao maior vão).	1.2	17	24
Consola.	0.4	6	8

Os fluxogramas das Figuras 7.3 e 7.4 resumem as verificações anteriormente indicadas, que são necessárias no dimensionamento das vigas em relação aos estados limites últimos e de utilização.

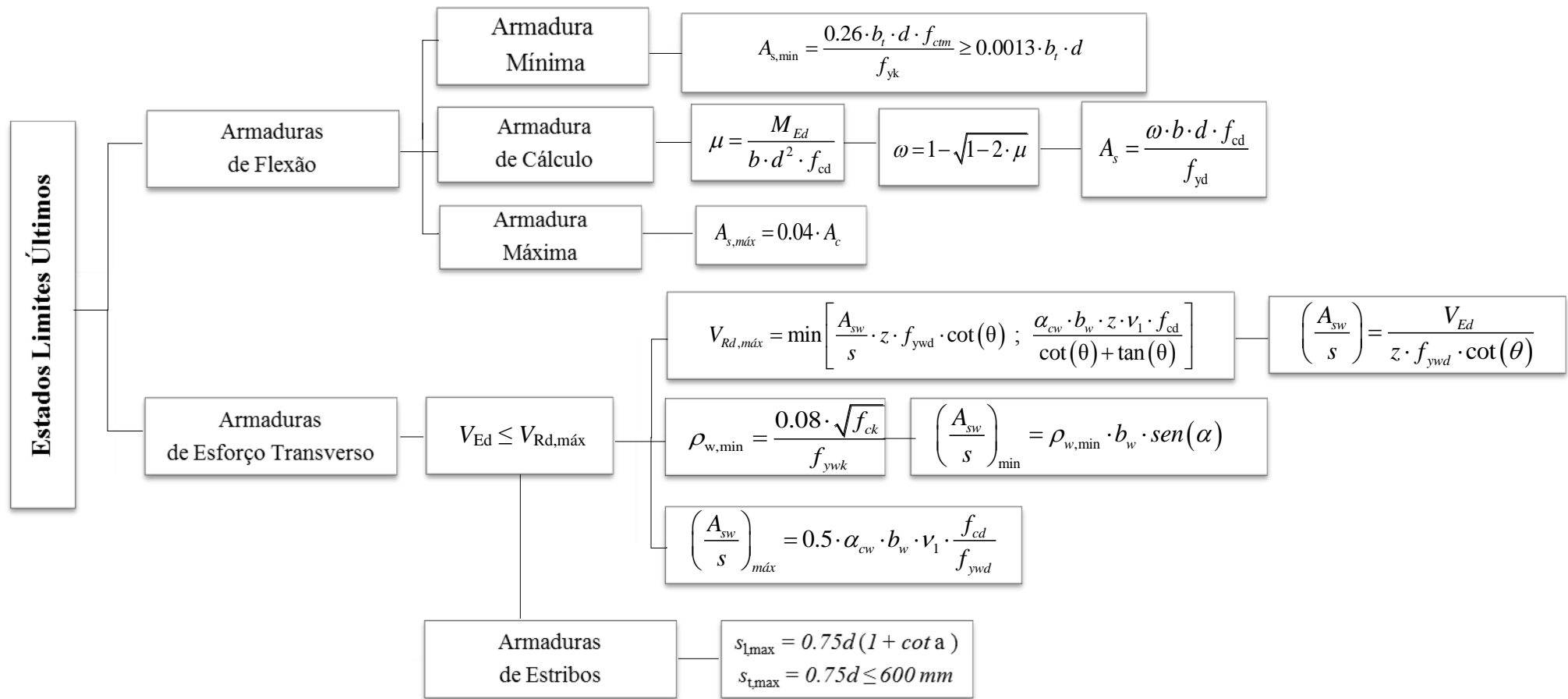


Figura 7.3 - Fluxograma de dimensionamento das Vigas – Estados Limites Últimos

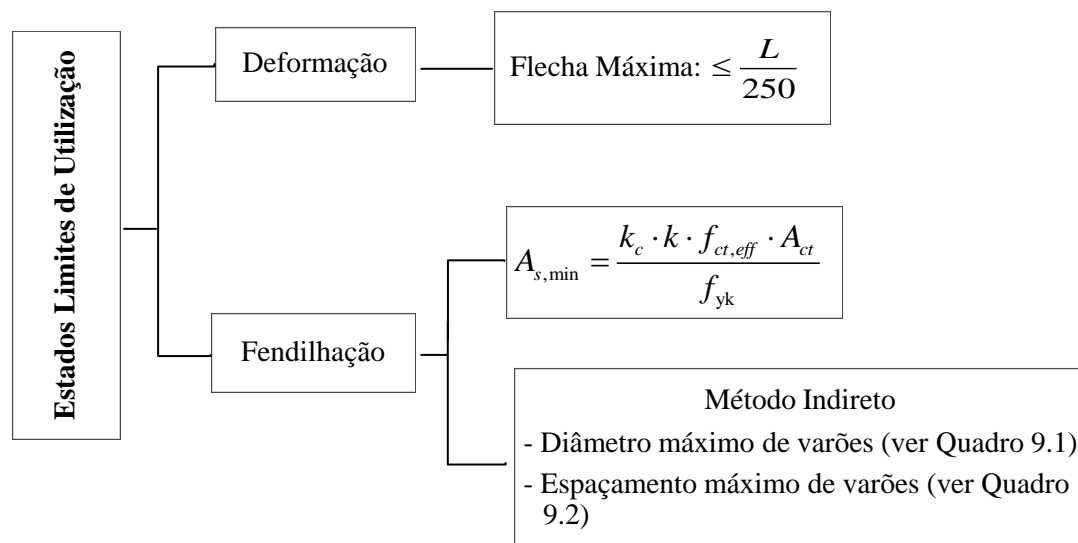


Figura 7.4 - Fluxograma de Dimensionamento das Vigas – Estados Limites de Utilização

## 7.3 Pilares

### 7.3.1 Critérios Gerais de Dimensionamento

Os pilares foram dimensionados verificando a segurança aos Estados Limites Últimos e de Utilização, a partir dos esforços de cálculo obtidos nos modelos no "SAP2000", com base na NP EN 1992-1-1.

Utilizou-se o *software* "GaLa Reinforcement" e ábacos de cálculo realizados em folhas de "Excel", que permitiram proceder à verificação das secções transversais dos pilares sujeitos a flexão composta com compressão/tração.

Respeitaram-se também as disposições construtivas referentes à posição dos varões nas diferentes secções transversais.

### 7.3.2 Estados Limites Últimos – Resistência à Flexão

#### 7.3.2.1 Armaduras Longitudinais

Segundo a Cláusula §9.5.2 (1) da NP EN 1992-1-1:2010 os varões longitudinais devem ter diâmetros superiores a 8 mm.

A área das armaduras longitudinais deve respeitar as condições indicadas nas expressões Eq.7.22 e Eq.23:

$$A_{s,\min} = \frac{0.1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \quad \text{ou} \quad A_{s,\min} = 0.002 \cdot A_c \quad (\text{Eq. 7.22})$$

$$A_{s,\max} = 0.04 \cdot A_c \quad (\text{Eq. 7.23})$$

Em que:

- $A_{s,\min}$  – área de armadura longitudinal mínima;
- $A_{s,\max}$  – área de armadura longitudinal máxima;
- $f_{yd}$  – valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras;
- $N_{Ed}$  – valor de cálculo do esforço normal de compressão;
- $A_c$  – área da secção do pilar.

### 7.3.3 Estados Limites Últimos – Resistência ao Esforço Transverso

#### 7.3.3.1 Armaduras de Transversais

O dimensionamento foi feito com base nos esforços transversos máximos de cálculo para as combinações referentes aos estados limites últimos, a partir das seguintes expressões:

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\max} = 0.5 \cdot \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ywd}} \quad (\text{Eq. 7.24})$$

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \rho_{w,\min} \cdot b_w \cdot \text{sen}(\alpha) \quad (\text{Eq. 7.25})$$

$$s_{cl,t\max} = \min (20 \cdot \phi_{\text{varão long, min}}; b; 400 \text{ mm}) \quad (\text{Eq. 7.26})$$

Em que:

- $A_{sw,\text{máx}}$  – área da secção das armaduras de esforço transverso;
- $A_{sw,\text{máx}}$  – área da secção das armaduras de esforço transverso;
- $s$  – espaçamento longitudinal entre estribos;
- $b_w$  – menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido;
- $\alpha$  – ângulo formado pela armadura de esforço transverso e o eixo longitudinal (adota-se  $\alpha = 90^\circ$ ).

**Nota:** Relativamente ao espaçamento das cintas as disposições indicadas no EC2 estão também de acordo com os resultados do dimensionamento efetuado.

Segundo a Cláusula §9.5.3.(3) do EC2 os diâmetros mínimos das armaduras transversais dos pilares não podem ser inferiores aos valores a 6 mm ou a 1/4 do diâmetro máximo dos varões longitudinais.

A distância entre as cintas  $s_{cl,tmax}$  não deve exceder o valor indicado no Anexo Nacional que é igual a:

$$s_{cl,tmax} = \min (20 \cdot \phi_{var\tilde{a}o\ long,min}; b; 400mm) \quad (\text{Eq. 7.27})$$

Em que:

$\phi_{var\tilde{a}o\ long,min}$  – diâmetro mínimo dos varões longitudinais;

$b$  – menor dimensão do pilar.

## 7.4 Fundações

### 7.4.1 Critérios gerais de Dimensionamento

O dimensionamento das fundações foi realizado de acordo com a NP EN 1997-1:2010 e também a partir das informações das folhas da Unidade Curricular de Betão Estrutural 2.

A solução estrutural adotada para as fundações do Edifício da Sala Elétrica foi realizada a partir de um conjunto de sapatas rígidas ligadas por vigas de fundação.

A verificação de segurança das sapatas foi feita com base na segurança do solo de fundação tendo presente as características geométricas das sapatas.

### 7.4.2 Verificação da Segurança do Solo de Fundação

#### 7.4.2.1 Estados Limites Últimos - Rotura por Corte ou Punçoamento do solo

Segundo Terzaghi a tensão de rotura por corte ou punçoamento do solo,  $p_q$ , é função de um conjunto de parâmetros:

$$p_q = f(c, \phi, \gamma, t, b, \dots) \quad (\text{Eq. 7.28})$$

Em que:

$c$  – coesão;

$\phi$  – ângulo de atrito interno;

$\gamma$  – peso específico do terreno;

$t$  – profundidade;

$b$  – dimensão da sapata de fundação.

A verificação da segurança para o estado limite último do solo consiste na verificação da expressão:

$$N_{Ed} \leq p_q \cdot A' \quad (\text{Eq. 7.29})$$

Em que  $A'$  não é mais do que a área ativa da fundação (área efectivamente em contato com o terreno de fundação).

Porém, esta verificação é normalmente realizada com base na tensão admissível do terreno ( $\sigma_{adm}$ ), e não na tensão de rotura do solo  $p_q$ .

A tensão de rotura,  $p_q$  é determinada com base em ensaios geotécnicos.

A tensão admissível obtém-se geralmente a partir da tensão de rotura,  $p_q$ , dividindo-a por um coeficiente de segurança cujo valor é da ordem de 3.0.

A verificação de segurança é então verificada através da expressão:

$$\sigma_{solo} \leq \sigma_{adm} \quad (\text{Eq. 7.30})$$

Sendo  $\sigma_{solo}$  a tensão no solo calculada a partir dos esforços mais desfavoráveis para as combinações raras de ações.

Para a determinação desta tensão pode utilizar-se o método simplificado, que despreza a resistência à tração da ligação entre a sapata e o terreno, e admite um estado de plastificação do solo, originando assim um diagrama de tensões uniformes aplicado na área ativa da sapata, e que corresponde ao modelo que é utilizado nas sapatas com comportamento rígido.

#### 7.4.2.2 Estados Limites de Utilização

A verificação dos estados limites no solo tem por base o controlo de assentamentos provocados por deformações instantâneas ou a longo prazo.

O controlo dos assentamentos deve ser realizado para as combinações de ações quase permanentes.

### 7.4.3 Verificação de Segurança das Sapatas sujeitas a Cargas Centradas

A verificação das sapatas, como elementos de betão armado, pode ser feita segundo a teoria dos estados limites que se resume no fluxograma da Figura 7.5.

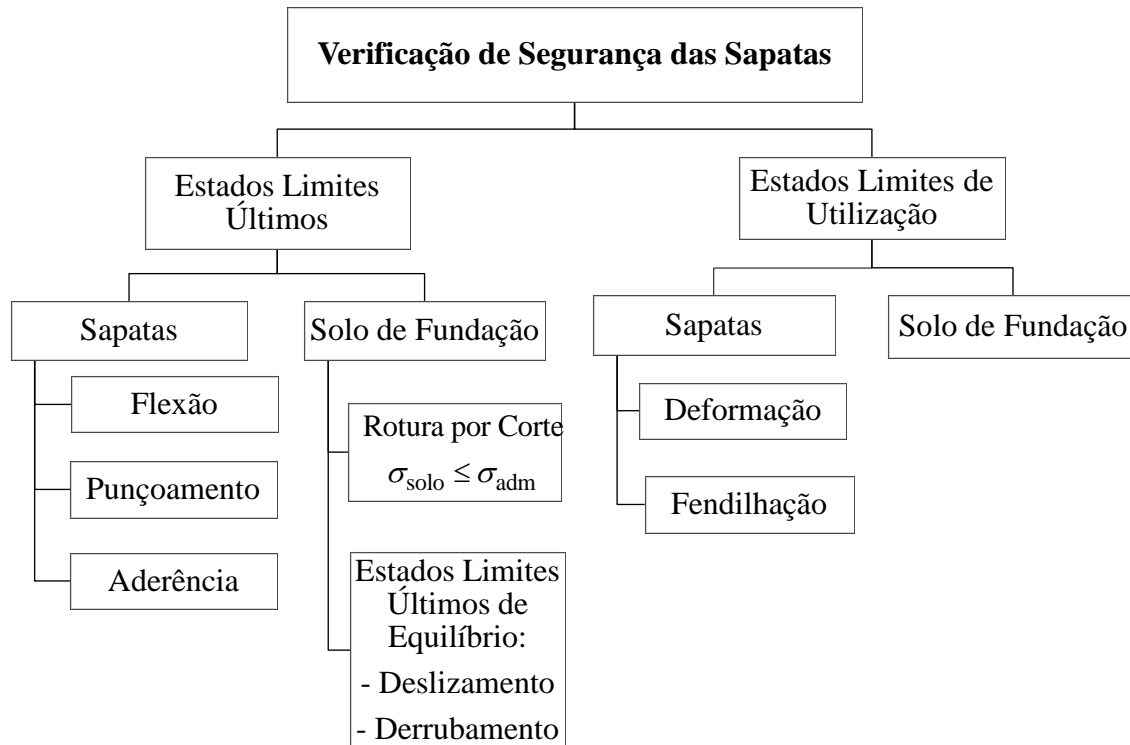


Figura 7.5 - Fluxograma de Dimensionamento das Sapatas

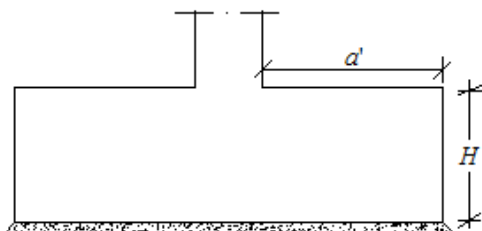
#### 7.4.3.1 Estados Limites Últimos – Dimensionamento Geométrico e Orgânico

##### ▪ Dimensionamento Geométrico

O dimensionamento das sapatas pode ser realizado a partir de diferentes métodos.

Em termos dimensionais, a geometria em planta, obtém-se a partir da verificação das tensões admissíveis do solo.

A altura das sapatas é normalmente determinada a partir do chamado "critério de rigidez".



$$H \geq \frac{a'}{2} \rightarrow \text{Sapata Rígida}$$

$$H < \frac{a'}{2} \rightarrow \text{Sapata Flexível}$$

Figura 7.6 - Sapata

Em que:

$H$  – altura da sapata (m);

$a'$  – distância entre as faces exteriores do pilar e da sapata (m).

A altura  $H$  de uma sapata rígida deve respeitar os seguintes limites:

$$\frac{a'}{2} \leq H \leq a' \quad (\text{Eq. 7.31})$$

**Nota:** No caso das sapatas que têm um comportamento flexível, devido à sua deformabilidade, as tensões no solo de fundação não são uniformes.

#### ▪ Cálculo Orgânico

Existem dois processos de cálculo das armaduras:

- O método das Bielas que é aplicado apenas a sapatas rígidas;
- O método das Consolas que pode ser utilizado nas sapatas rígidas e nas flexíveis.

Nas sapatas rígidas o modelo com base no método das bielas traduz melhor o comportamento das sapatas. Neste método o funcionamento interno das sapatas é realizado pelo equilíbrio das cargas aplicadas entre as escoras de betão e os tirantes que são representados pelas armaduras.

No caso de sapatas isoladas sujeitas a esforços axiais centrados, as armaduras nas duas direções principais, são calculadas a partir do Método das Bielas com recurso às expressões:

$$A_{sx} = \frac{F_{tsd,x}}{f_{syd} \cdot B} = N_{bsd} \cdot \frac{(A - a_o)}{8 \cdot (d \cdot f_{syd} \cdot B)} \quad (\text{Eq. 7.32})$$

$$A_{sy} = \frac{F_{tsd,y}}{f_{syd} \cdot B} = N_{bsd} \cdot \frac{(B - a_o)}{8 \cdot (d \cdot f_{syd} \cdot A)} \quad (\text{Eq. 7.33})$$

Em que:

$F_{tsd}$  – força de cálculo no tirante nas armaduras horizontais junto à base da sapata (kN);

$N_b$  – esforço axial dos elementos verticais incluindo o peso próprio (kN);

$A$  – largura da sapata na direção x (m);

$B$  – largura da sapata na direção y (m);

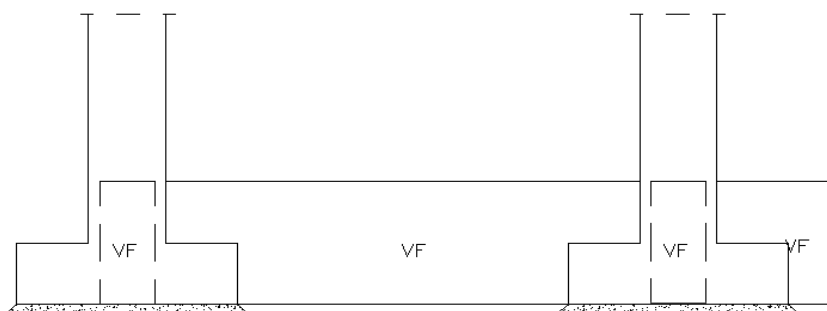
$d$  – altura útil da sapata (m);

$f_{syd}$  – tensão de cedência do aço das armaduras (MPa).

#### 7.4.4 Sapatas ligadas por Vigas de Fundação

A utilização de vigas de fundação ligando sapatas constitui uma melhor solução estrutural, pois permite não só evitar os assentamentos diferenciais, mas contribui também para uma maior "economia" nas sapatas, uma vez que os momentos fletores são absorvidos pelas vigas de fundação.

Em termos de um correto funcionamento estrutural as vigas de fundação deverão trabalhar ao nível inferior das sapatas conforme se indica na Figura 7.7.



**Figura 7.7 - Sapatas ligadas por Vigas de Fundação**

## 8 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS METÁLICAS

A estrutura metálica que constitui o piso técnico de suporte dos equipamentos elétricos da Sala Elétrica foi dimensionada de acordo com a NP EN 1993-1-1:2010 - "Projeto de Estruturas de Aço" – Regras Gerais e Regras para Edifícios".

O piso técnico é formado por um conjunto de vigas e pilares dispostos numa malha tipo, que inclui também elementos secundários de travamento.

### 8.1 Critérios Gerais de Dimensionamento

O dimensionamento dos perfis metálicos foi realizado a partir dos esforços e deslocamentos obtidos nos modelos do "SAP2000".

O critério de dimensionamento das secções e dos elementos metálicos consistiu:

$$S_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 8.1})$$

Segundo a Cláusula §2.4.3 (1) da NP EN 1993-1-1 os valores resistentes  $R_d$  devem ser calculados a partir de:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (\text{Eq. 8.2})$$

Em que:

$S_d$  – valores dos esforços;

$R_d$  – valores de cálculo da resistência;

$R_k$  – valores característicos;

$\gamma_M$  – coeficiente parcial de segurança.

Os valores dos coeficientes parciais de segurança recomendados pela NP EN 1993-1-1, e adotados no Anexo Nacional estão indicados no Quadro 8.1.

**Quadro 8.1 - Valores dos Coeficientes Parciais de Segurança**

<i>Coeficientes Parciais de Segurança</i>	$\gamma_M$
Resistência de Secções Transversais para qualquer Classe	$\gamma_{M0} = 1.0$
Resistência dos Elementos sujeitos à Encurvadura	$\gamma_{M1} = 1.0$
Resistência dos Elementos de Ligação	$\gamma_{M2} = 1.25$

## 8.2 Estados Limites Últimos

### 8.2.1 Resistência das Secções Transversais

Nas Figuras 8.1 a 8.3 seguintes representam-se os fluxogramas que foram utilizados na verificação da resistência das secções transversais.

#### ▪ Esforço Axial de Tração

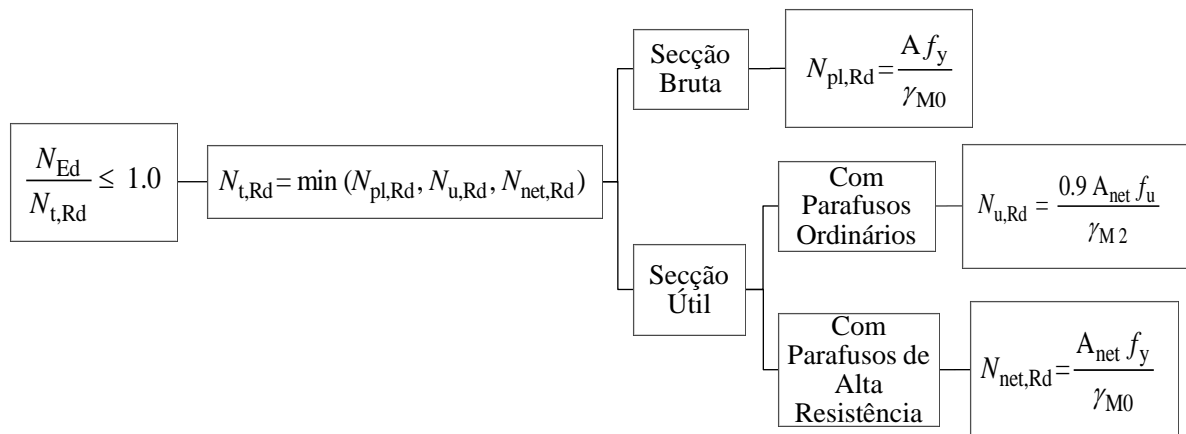


Figura 8.1 - Fluxograma de Secções à Tração

#### ▪ Esforço Axial de Compressão

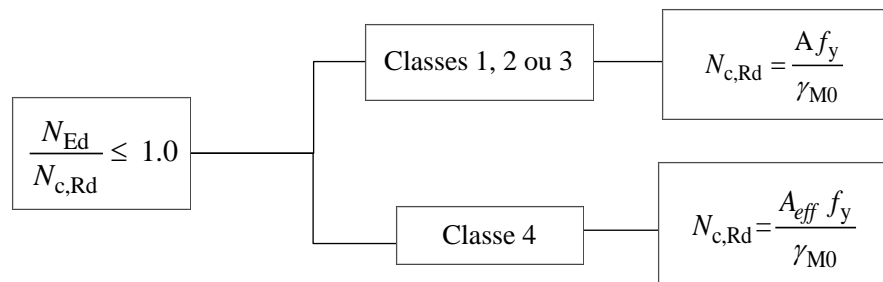


Figura 8.2 - Fluxograma de Secções à Compressão

Em que:

$N_{Ed}$  – valor de cálculo do esforço normal atuante;

$N_{c,Rd}$  – valor de cálculo do esforço normal resistente de compressão;

$A$  – área de uma secção transversal;

$A_{eff}$  – área efetiva de uma secção transversal.

▪ **Momento Fletor**

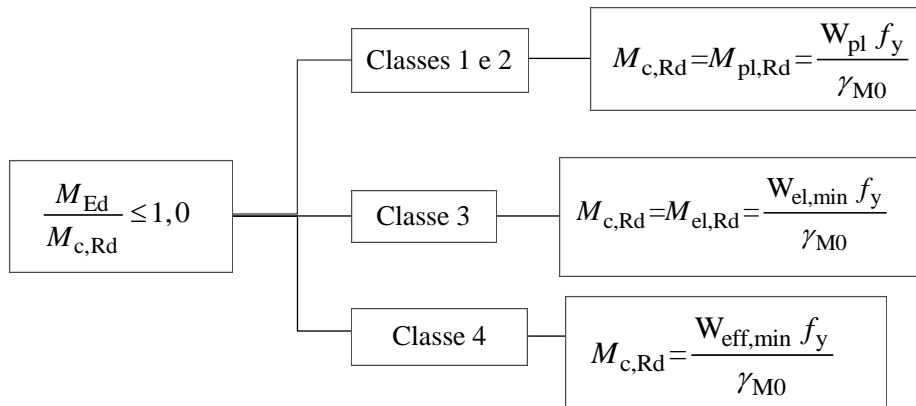


Figura 8.3 - Fluxograma de Secções à Flexão

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 mínimo de uma secção transversal efetiva.

▪ **Esforço Transverso (V)**

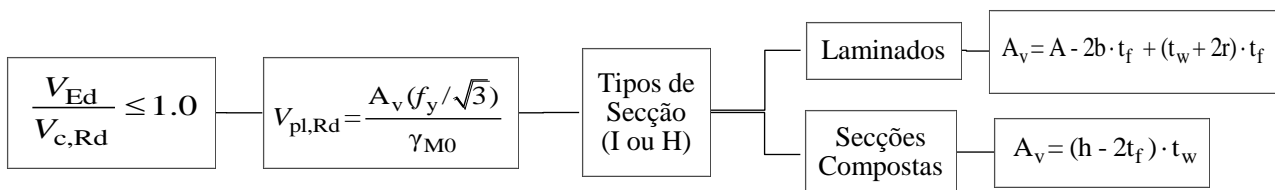


Figura 8.4 - Fluxograma de Secções ao Esforço Transverso

Em que:

$V_{Ed}$  – valor de cálculo de esforço transverso atuante;

$V_{c,Rd}$  – Valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico;

$A$  – área da secção transversal;

$A_v$  – área resistente ao esforço transverso;

$b$  – largura total;

$h$  – altura total;

$h_w$  – altura da alma;

$r$  – raio de concordância;

$t_f$  – espessura dos banzos;

$t_w$  – espessura da alma (se a espessura da alma não for constante,  $t_w$  deverá ser considerado igual à espessura mínima).

### 8.2.2 Resistência dos Elementos à Encurvadura

As expressões de dimensionamento referentes à resistência dos elementos estão indicadas nos fluxogramas das Figuras 8.5 e 8.6.

#### ▪ Encurvadura de Elementos Comprimidos

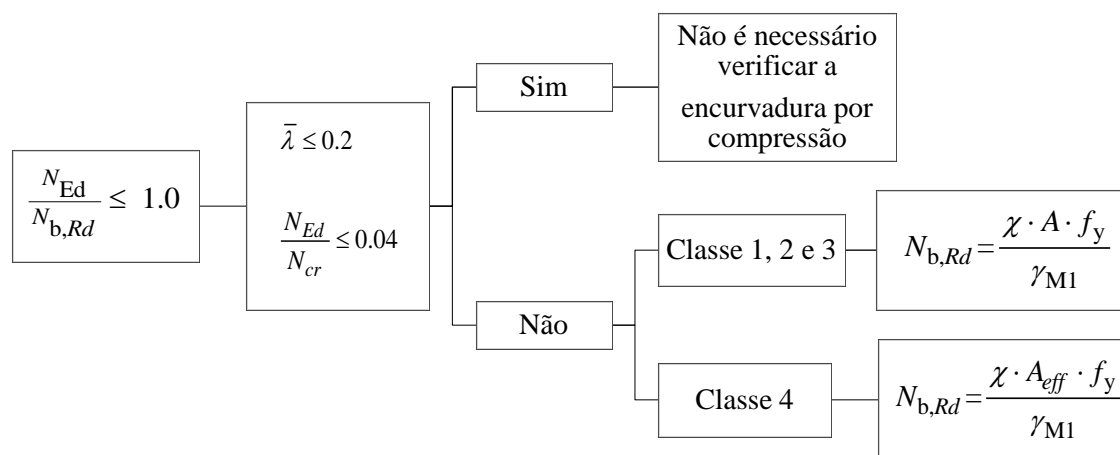


Figura 8.5 - Fluxograma de Elementos Comprimidos

Em que:

$N_{Ed}$  – valor de cálculo do esforço axial de compressão;

$N_{b,Rd}$  – valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido;

$\lambda$  – esbelteza normalizada;

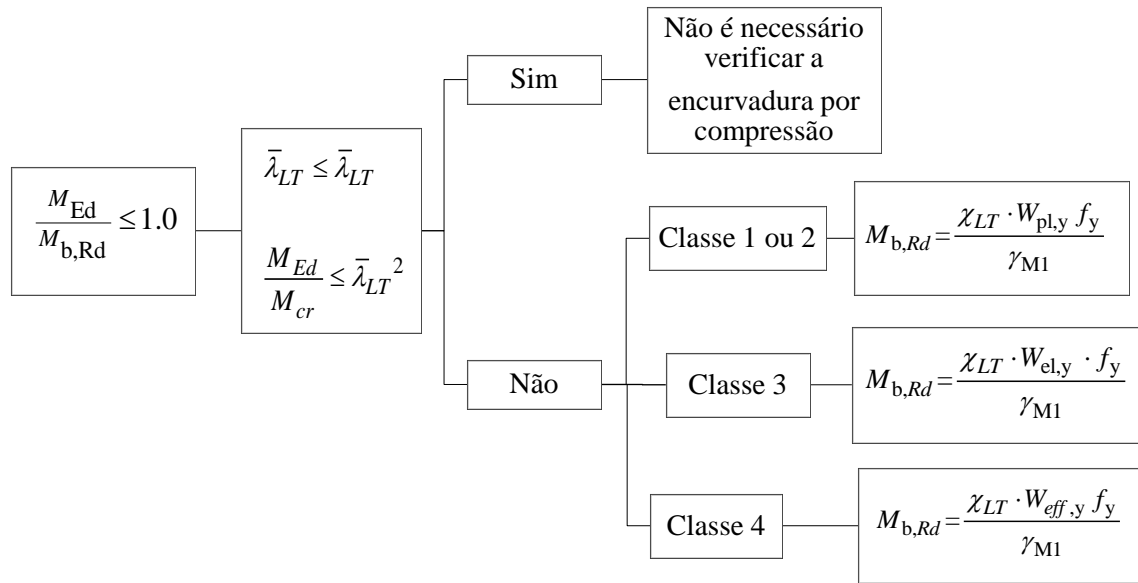
$N_{cr}$  – valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante baseado nas propriedades da secção transversal bruta;

$\chi$  – coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante;

$A$  – área de uma secção transversal;

$A_{eff}$  – área efetiva de uma secção transversal.

▪ **Encurvadura Vigas – Elementos à Flexão (M)**



**Figura 8.6 - Fluxograma à Encurvadura por Flexão**

Em que:

$M$  – valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{b,Rd}$  – valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral;

$\lambda_{LT}$  – esbelteza normalizada para a encurvadura lateral;

$\lambda_{LT,0}$  – comprimento do patamar das curvas de dimensionamento à encurvadura lateral, de vigas constituídas por perfis laminados e soldados equivalentes;

$M_{cr}$  – momento crítico elástico de encurvadura lateral;

$\chi_{LT}$  – coeficiente de redução para a encurvadura lateral;

$W_{pl,y}$  – módulo de flexão plástico de uma secção transversal, segundo o eixo y-y;

$W_{el,y}$  – módulo de flexão elástico de uma secção transversal, segundo o eixo y-y;

$W_{eff,y}$  – módulo de flexão de uma secção transversal efetiva, segundo o eixo y-y.

▪ **Encurvadura de Elementos à Flexão Composta com Compressão (M+N) das Classes 1, 2 e 3**

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \quad (\text{Eq. 8.3})$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \quad (\text{Eq. 8.4})$$

Em que:

$N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  e  $M_{z,Ed}$  – valores de cálculo do esforço de compressão e dos momentos máximos respetivamente em relação aos eixos y-y e z-z;

$\chi_y$  e  $\chi_z$  – coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão;

$\chi_{LT}$  – coeficiente de redução devido à encurvadura lateral;

$k_y$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  – fatores de interação.

### 8.3 Estados Limites de Utilização

Os requisitos gerais relativos aos estados limites de utilização referentes aos valores limites de deslocamentos horizontais e verticais devem ser sempre considerados na análise de estruturas.

As deformações horizontais e verticais são calculadas conforme preconiza a norma NP EN 1990:2010, de acordo com as Cláusulas §3.4 e NA1.4, utilizando as combinações de ações definidas no EC3.

#### 8.3.1 Deslocamentos Verticais

Os limites recomendados para os deslocamentos verticais no EC3 são os indicados na Figura 8.7, em que:

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (\text{Eq. 8.5})$$

Figura 8.7 - Definição dos Deslocamentos Verticais

Onde:

$\delta_{\max}$  – flecha no estado final relativamente à linha recta que une os apoios;

$\delta_0$  – contra - flecha da viga no estado não carregado (Estado (0));

$\delta_1$  – variação da flecha da viga devida às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação (Estado (1));

$\delta_2$  – variação da flecha da viga devida à acção variável base associada aos valores de combinação das restantes ações variáveis (Estado, (2)), ou seja:

$$Q_{K,1} + \sum_{i \geq 2}^m \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{Eq. 8.6})$$

**Quadro 8.2 - Valores recomendados para os Limites dos Deslocamentos Verticais**

<i>Condições</i>	<i>Limites</i>	
	$\delta_{\max}$	$\delta_2$
Coberturas em geral	L /200	L /250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L /250	L /300
Pavimentos em geral	L /250	L /300
Pavimentos coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L /250	L /350
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	L /400	L /500
Quando $\delta_{\max}$ possa afetar o aspeto do edifício	L /250	-
<b>Nota:</b> No caso geral L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola L representa duas vezes o vão real da consola		

### 8.3.2 Deslocamentos Horizontais

Os valores limites recomendados para os deslocamentos horizontais no topo dos pilares para as combinações características são os seguintes:

- Pórticos sem aparelhos de elevação:  $h/150$
- Outros edifícios de um só piso:  $h/300$
- Em edifícios de vários pisos: Em cada piso:  $h/300$
- Na estrutura globalmente:  $h_0/500$

No piso metálico técnico da Sala Elétrica considerou-se a combinação característica, e foram verificadas as seguintes condições:

- Pilares metálicos –  $\delta_{\max} \leq H / 300$ ;

- Vigas –  $\delta_{\max} \leq L / 250$

Em que  $H$  é a altura dos pilares e  $L$  o vão das vigas.

#### 8.4 Ligações Metálicas

As ligações entre elementos metálicos são asseguradas por meio de soldaduras e parafusos de acordo com a NP EN 1993-1-8:2010.

As ligações soldadas foram dimensionadas pela expressão simplificada no EC3 parte 8:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \cdot a \quad (\text{Eq. 8.7})$$

Em que:

$F_{w,Ed}$  – valor de cálculo de esforço atuante na soldadura;

$F_{w,Rd}$  – valor de cálculo da resistência da soldadura;

$f_u$  – valor nominal da tensão de ruptura do aço à tração;

$\beta_w$  – fator de correlação ( $\beta_w = 0.85$  para aço S275);

$\gamma_{M2}$  – coeficiente parcial de segurança da resistência dos elementos de ligação ( $\gamma_{M2} = 1.25$ ).

**Nota:** A espessura do cordão de soldadura "a" deve estar compreendida entre 3 mm e 0.7 da menor espessura dos elementos a ligar.

No cálculo das ligações aparafusadas deste Projeto recorreu-se ao *software* "Robot Structural Analysis".

## 9 REGULAMENTAÇÃO

As Normas utilizadas para a realização deste trabalho estão indicadas no Quadro 9.1.

Quadro 9.1 - Normas

<i>Normas Europeias</i>	<i>Títulos</i>
<b>NP EN 206-1:2007</b>	Betão – Parte 1: “Especificação, desempenho, produção conformidade”
<b>NP EN 1990:2010</b>	Eurocódigo 0 – “Bases para Projeto de Estruturas”
<b>NP EN 1991-1-1:2009</b>	Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas – Parte 1-1: Ações gerais – “Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”
<b>NP EN 1991-1-4:2009</b>	Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas – Parte 1-4: Ações gerais – “Ações do Vento”
<b>NP EN 1991-1-5:2009</b>	Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-5: Ações gerais – “Ações térmicas”
<b>NP EN 1992-1-1:2010</b>	Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de Betão – Parte 1-1: “Regras Gerais e Regras para Edifícios”
<b>NP EN 1993-1-1:2010</b>	Eurocódigo 3 – Projeto de Estruturas de Aço – Parte 1-1: “Regras Gerais e Regras para Edifícios”
<b>NP EN 1997-1:2010</b>	Eurocódigo 7 – Projeto Geotécnico – Parte 1: “Regras Gerais”
<b>NP EN 1998-1:2010</b>	Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 1: “Regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios”



## **B – PEÇAS DESENHADAS**



### Listagem das Peças Desenhadas

<i>Desenhos N<sup>o</sup></i>	<i>Legendas</i>	<i>Escalas</i>
1	Planta, Perfil Longitudinal e Perfis Transversais	1:200
2	Alçados Sul, Norte, Poente e Nascente Dimensionamento	1:50
3	Planta das Fundações e da Cobertura Dimensionamento	1:50
4	Planta das Lajes Térreas e do Piso Técnico Dimensionamento	1:50 1:10
5	Lajes Térreas – Planta e Cortes Dimensionamento e Betão Armado	1:25 1:5
6	Célula Posto de Transformação Lajes Térreas – Planta e Cortes Dimensionamento e Betão Armado	1:25 1:5
7	Vigas V1.1, V1.2, V1.3 e V1.4 Cofragem	1:25
8	Vigas V1.5, V1.6 e V1.7 Cofragem	1:25
9	Vigas V1.1, V1.2, V1.3 e V1.4 Betão Armado	1:25
10	Vigas V1.5, V1.6 e V1.7 Betão Armado	1:25
11	Sapatas, Pilares, Paredes, Vigas de Fundação e Lintéis Betão Armado	1:25 1:5
12	Lajes de Cobertura – Armaduras Superiores Betão Armado	1:25 1:5
13	Lajes de Cobertura – Armaduras Inferiores Betão Armado	1:25
14	Caleiras – Conjunto e pormenores, Proteção do Muro Geometria, Pormenores e Notas Gerais	1:100