

**Dimensionamento de uma Ponte Metálica de suporte de uma
Tela Transportadora de Inertes a utilizar numa Instalação
Industrial**

CARLA MELO ARAÚJO

(Licenciada em Engenharia Civil)

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

Orientador:

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

Júri:

Presidente:

Mestre, Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado (Profª. Coordenadora do ISEL)

Vogais:

Doutora, Paula Raquel Pires da Cunha Lamego (Profª. Adjunta convidada do ISEL)

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

Julho de 2016

DEDICATÓRIA

*Aos meus pais Helder e Alcídia,
Com amor*

AGRADECIMENTOS

Ao Engenheiro Santos Viseu, meu orientador, agradeço o rigor, o empenho e a motivação transmitida para a realização deste trabalho, assim como os conhecimentos e conselhos que me encaminharam da melhor forma e que foram cruciais para atingir os objetivos pretendidos.

A todos os professores e colegas de curso, que tive o prazer de conhecer durante o meu percurso no ISEL, e que contribuíram para a minha formação, em particular aos colegas com quem trabalhei no gabinete de projeto.

Um obrigado especial à Dilma e à Isa, que foram muito mais do que companheiras de curso, pelo apoio e presença nos momentos mais difíceis.

Às minhas amigas, Jéssica e Eneida, pelos momentos de convivência, pelos anos de amizade e pelo apoio incondicional.

Ao Luizandro pelo carinho, paciência e companheirismo.

Aos meus irmãos, Oliver e Simone, pelo amor, exemplo e amparo dado em todas as fases da minha vida.

Por fim, um profundo e especial agradecimento aos meus pais, Hélder e Alcídia, a quem o agradecimento por si não expressa a enorme gratidão que sinto. Obrigada pelo apoio incondicional, pela segurança transmitida, pela compreensão, pelas conversas, por estarem sempre presentes em cada etapa da minha vida, e por fazerem de mim o que sou hoje. A eles devo tudo!

RESUMO

O presente documento refere-se ao Trabalho Final de Mestrado em Engenharia Civil, na área de especialização de Estruturas, que complementa a formação científica nas diversas áreas estudadas no curso.

Este projeto tem como objetivo o dimensionamento de uma Ponte Metálica de suporte de uma Tela de Transporte de Inertes, localizada numa fábrica de cimentos.

Na escolha do Trabalho Final de Mestrado, procurou-se um trabalho que se "adaptasse" às necessidades atuais de Cabo Verde, meu país de origem.

Este projeto permitiria a resolução de alguns problemas associados ao transporte de cereais do cais do porto da cidade da Praia, para os atuais silos de armazenagem situados na mesma zona, uma vez que o atual transporte é feito de um modo bastante moroso e dispendioso.

De modo a realizar este projeto foi necessário por em prática grande parte dos conhecimentos adquiridos durante o curso nas fases de Licenciatura e de Mestrado.

Recorreu-se a alguns programas de cálculo automático, nomeadamente o "*SAP2000 versão 17.0.0*", que permitiu a modelação da Estrutura da Ponte, a determinação dos esforços e deformações. A verificação das secções e dos elementos metálicos e de betão armado foi feita a partir de um conjunto de folhas de cálculo em "*Excel*" realizadas para este Projeto.

Para a definição das diversas ações (vento, sobrecarga, temperatura e sismo) e das combinações de ações utilizaram-se os Eurocódigos 0, 1 e 8. Recorreu-se, também, aos Eurocódigos 2 e 3 para a definição dos materiais e dimensionamento dos elementos em Betão Armado e Metálicos.

Palavras – chave: Ponte Metálica, Estruturas Metálicas, Eurocódigos Estruturais.

ABSTRACT

The present study is a Master's Thesis in Civil Engineering, more specifically in the area of specialization in Structures, which complements the scientific studies covered in the different subjects of the civil engineering course.

It aims to design a metal bridge that supports a inert transport screen, located at a cement factory.

In choosing this Master's final work theme, the idea was to search for a project that would meet the current needs of Cape Verde, my motherland.

This study would allow the resolution of some problems related to cereals transportation from the Port of Praia to the storage silos existing in the same area, since the current transportation system is quite slow and expensive.

In order to achieve those aims it was necessary to put into practice a substantial part of the knowledge acquired during the course, at both undergraduate and Master levels.

Some automatic calculation programs had to be used, namely "*SAP2000 v 17.0.0*" version, which allowed the modeling of the Bridge Structure and the calculation of the stresses and deformations. The metal elements and reinforced concrete sections were checked with a set of "*Excel*" spread sheets developed for this effect.

Eurocodes 0, 1 and 8 were used to determine the different actions (wind, dead load, temperature, and earthquake) and action combinations. Eurocodes 2 and 3 were also used for defining materials and for designing Reinforced Concrete and Metal elements.

Key words: Metal Bridge, Metal Structures, Structural Eurocodes.

ÍNDICE GERAL**PEÇAS DO PROJETO****A. PEÇAS ESCRITAS**

I. INTRODUÇÃO	1
II. MEMÓRIA DESCRITIVA	7
III. MEMÓRIA JUSTIFICATIVA	115
IV. CONCLUSÕES	275

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	279
---	------------

ANEXOS

ANEXO I – CATÁLOGOS	287
ANEXO II – DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES ESTRUTURAIIS	291
ANEXO III – DIMENSIONAMENTO DAS DIAGONAIS E PRUMOS DAS BARRAS DOS PAINÉIS VERTICAIS.....	295
ANEXO IV – RELATÓRIO DAS LIGAÇÕES SOLDADAS"	301
ANEXO V – RELATÓRIO DAS LIGAÇÕES APARAFUSADAS DO "ROBOT STRUCTURAL ANALYSES"	307
ANEXO VI – RELATÓRIO DO "ROBOT STRUCTURAL ANALYSES" DO DIMENSIONAMENTO DA SAPATA	319
ANEXO VII – RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL	327

B. PEÇAS DESENHADAS

A. PEÇAS ESCRITAS

A. PEÇAS ESCRITAS

I. INTRODUÇÃO

1. ENQUADRAMENTO

1.1. Enquadramento Geral

Este documento refere-se ao Trabalho Final de Mestrado em Engenharia Civil, na área de especialização de Estruturas, e tem como principal objetivo o estudo e dimensionamento de uma Ponte Metálica de suporte de uma tela de transporte de inertes, segundo os critérios de dimensionamento definidos nos Eurocódigos Estruturais.

Por se ter escolhido um projeto metálico, pareceu oportuno, apresentar alguns conceitos breves e marcos importantes relativos às Estruturas em Aço.

Com efeito, só a partir do século XVIII, se assistiu a um aperfeiçoamento dos métodos de trabalho e preparação do "aço" que esteve na origem da produção do aço industrial.



Figura 1.1 – Torre Eiffel, França, construída no séc. XIX [www.pixabay.pt]

Nos meados do século XIX dá-se o aparecimento do aço tal como se conhece. Em Portugal, só nas últimas três décadas, é que se verificou um aumento da utilização deste material, nomeadamente na construção de:

- Pontes;
- Armazéns;
- Edifícios industriais;
- Coberturas;
- Parques de estacionamento.



a)



b)

Figura 1.2 – a) Torre Vasco da Gama, Lisboa (1998); b) Ponte Luís I, Porto

Dada à especificidade da mão-de-obra empregue no fabrico e montagem das Estruturas Metálicas a utilização do aço ainda apresenta algumas condicionantes.

De referir, também, que as propriedades físicas e mecânicas dos aços fazem com que as Estruturas Metálicas sejam muitas vezes condicionadas por fenómenos de instabilidade e de deformação.

Apresentam, porém, um conjunto de vantagens em comparação com as de outros materiais, nomeadamente o Betão Armado e Pré-Esforçado, pois permitem:

- Maior rapidez de execução;
- Maiores vãos e menos elementos estruturais;
- Menor peso;
- Melhor comportamento face aos sismos (menor massa e maior ductilidade);
- Fundações mais económicas;
- Melhor adaptabilidade a futuras soluções estruturais de ampliação e reforço.

1.2. Estruturação do Projeto

O presente projeto compreende duas partes fundamentais: as Peças Escritas e as Peças Desenhadas.

As Peças Escritas que constituem a primeira parte do projeto, incluem a Introdução, a Memória Descritiva, a Memória Justificativa e as Conclusões.

A Memória Descritiva contempla 11 capítulos:

1. Introdução - Inclui o enquadramento teórico com os objetivos gerais do Projeto e a forma como se encontra estruturado;
2. Localização da Ponte Metálica;
3. Características geológicas e geotécnicas dos terrenos de fundação;
4. Descrição geral do Projeto, dando-se especial atenção às características da Ponte e do Pilar de suporte, bem como à composição dos seus elementos estruturais;
5. Materiais utilizados;
6. Quantificação das ações;
7. Combinações das ações referentes aos Estados Limites Últimos e de Utilização;
8. Introdução às vigas treliçadas;
9. Noções gerais de encurvadura;
10. Critérios gerais de dimensionamento das Estruturas Metálicas e de Betão Armado;
11. Breve abordagem ao comportamento dinâmico da estrutura;
12. Normas e regulamentos utilizados na realização do Projeto.

A Memória Justificativa está organizada em 6 capítulos:

1. Modelo de Cálculo;
2. Quantificação das ações;
3. Pré - dimensionamento da Estrutura Metálica;
4. Dimensionamento da Estrutura Metálica;
5. Dimensionamento da Estrutura de Betão Armado;
6. Comportamento dinâmico da Ponte.

Na Memória Justificativa indicam-se todos os cálculos que permitiram a quantificação das ações atuantes, bem como efetuar o pré-dimensionamento e dimensionamento das Estruturas do Projeto.

Por último apresentam-se as Conclusões, as Referências Bibliográficas, os Anexos e as Peças Desenhadas.

A. PEÇAS ESCRITAS

II. MEMÓRIA DESCRITIVA

ÍNDICE DE TEXTO

1.	INTRODUÇÃO	21
1.1.	Localização da Estrutura.....	21
1.2.	Geologia e geotecnia.....	21
2.	DESCRIÇÃO DA PONTE METÁLICA	23
2.1.	Enquadramento	23
2.2.	Geometria da Ponte.....	24
2.3.	Modelação da Estrutura	29
3.	MATERIAIS	31
3.1.	Estruturas Metálicas.....	31
3.2.	Betão Armado	32
4.	QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES	33
4.1.	Ações Permanentes	33
4.1.1.	Peso Próprio (PP)	33
4.1.2.	Cargas Permanentes (CP)	33
4.2.	Ações Variáveis	34
4.2.1.	Sobrecargas (SC)	34
4.2.2.	Ação Térmica (T)	34
4.2.3.	Ação do Vento (W).....	39
4.2.3.1.	Ação do Vento na Ponte.....	42
4.2.3.2.	Ação do Vento no Pilar	48
4.2.4.	Ação Sísmica (E).....	49
5.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA E COMBINAÇÕES DE AÇÕES	57
5.1.	Estados Limites Últimos	58
5.2.	Estados Limites de Utilização.....	58
5.3.	Combinações de Ações	59
6.	VIGAS TRELIÇADAS	63
6.1.	Introdução	63
6.2.	Constituição e Nomenclatura.....	63

6.3.	Tipos de Vigas Treliçadas.....	63
6.4.	Campo de Aplicação	65
6.5.	Conceção.....	65
6.6.	Hipóteses de Cálculo	66
6.7.	Critérios de Pré-dimensionamento.....	66
7.	NOÇÕES GERAIS DE ENCURVADURA – COMPRESSÃO	69
7.1.	Carga Crítica Elástica	69
7.2.	Comprimento Crítico de Encurvadura	71
8.	CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO.....	73
8.1.	Estruturas Metálicas.....	73
8.1.1.	Estados Limites Últimos.....	74
8.1.1.1.	Resistência das Seções Transversais	74
8.1.1.2.	Resistência dos Elementos à Encurvadura	84
8.1.2.	Estados Limites de Utilização	90
8.1.2.1.	Deslocamentos Verticais	90
8.1.2.2.	Deslocamentos Horizontais.....	91
8.1.3.	Ligações Metálicas	91
8.1.3.1.	Ligações Soldadas	91
8.1.3.2.	Ligações Aparafusadas.....	93
8.2.	Estruturas de Betão Armado	94
8.2.1.	Plintos	95
8.2.1.1.	Estados Limites Últimos	95
8.2.1.2.	Estados Limites de Utilização	98
8.2.2.	Sapata	100
9.	COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE.....	111
10.	REGULAMENTAÇÃO.....	113

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Planta de localização da Ponte Metálica	21
Figura 1.2 – Perfil Geotécnico - Sondagem	22
Figura 2.1 – Transporte e armazenagem do Clinquer [Fonte: Aumund.pt]	23
Figura 2.2 – Vista da Ponte e do Pilar Metálico.....	24
Figura 2.3 – Painel Flanco Direito	26
Figura 2.4 – Painel Flanco Esquerdo	26
Figura 2.5 – Painel Horizontal Superior - Vista em Planta e Alçado.....	26
Figura 2.6 – Painel Horizontal inferior - Vista em Planta e Alçado.....	27
Figura 2.7 – Pilar.....	27
Figura 2.8 – Troço superior do Pilar	28
Figura 2.9 – Pormenor do Painel Inferior da Treliça espacial da Ponte.....	28
Figura 2.10 – Plintos e Fundação	28
Figura 4.1 – Longarinas da Ponte.....	34
Figura 4.2 – Zonamento Térmico para as condições de Inverno (T_{\min}) e de Verão (T_{\max}).....	36
Figura 4.3 – Fluxograma geral da Temperatura.....	38
Figura 4.4 – Fluxograma geral do Vento	40
Figura 4.5 – Fluxograma da Pressão Dinâmica de Pico.....	42
Figura 4.6 – Estrutura Treliçada.....	44
Figura 4.7 – Coeficiente de força $C_{f,0}$ para uma Estrutura Treliçada Espacial constituída por perfis de seção angulosa em função do índice de cheios φ	45
Figura 4.8 – Valores recomendados para cilindros, elementos com seção poligonal (incluindo a retangular), perfis com arestas vivas e estruturas treliçadas.....	45
Figura 4.9 – Valores do coeficiente de efeitos de extremidade Ψ_{λ} em função do índice de cheios φ e da esbelteza λ	46
Figura 4.10 – Determinação do Coeficiente Estrutural.....	47
Figura 4.11 – Zonamento Sísmico em Portugal Continental (Adap. Da Figura NA:I do EC8-1).....	50
Figura 4.12 – Fluxograma da Ação Sísmica	56
Figura 6.1 – Nomenclatura em Vigas Treliçadas	63
Figura 6.2 – Treliça Tipo "Pratt"	64
Figura 6.3 – Exemplos de Treliça Tipo "Warren"; a) Treliça "Warren" sem elementos verticais	64
Figura 6.4 – Treliça tipo Howe (Viga e Asna).....	64
Figura 6.5 – Treliça Tipo K.....	64
Figura 6.6 – Diagramas dos Momentos Fletores e dos Esforços Transversos	66

Figura 6.7 – Treliça Pratt.....	67
Figura 6.8 – Diagramas dos Momentos Fletores e Esforços Transversos.....	67
Figura 6.9 – Treliça Warren	68
Figura 7.1 – Encurvadura num elemento bi-rotulado.....	69
Figura 7.2 – Cargas Críticas e Modos de Encurvadura	70
Figura 7.3 – Comprimentos Críticos L_{cr} em colunas isoladas para diferentes condições de ligação ao exterior, em função do comprimento real L	71
Figura 7.4 – Encurvadura nos Elementos Comprimidos de uma treliça	71
Figura 8.1 – Critérios de Dimensionamento da Estrutura Metálica	73
Figura 8.2– Fluxograma de dimensionamento de Secções à Tração.....	74
Figura 8.3 – Fluxograma de dimensionamento de Secções à Compressão.....	75
Figura 8.4 – Fluxograma de dimensionamento de Secções à Flexão Simples	76
Figura 8.5 – Fluxograma de dimensionamento de Secções ao Esforço Transverso.....	77
Figura 8.6 – Fluxograma de dimensionamento de Secções à Flexão com Esforço Transverso.....	78
Figura 8.7 – Fluxograma de dimensionamento de Secções à Flexão Composta.....	79
Figura 8.8 – Fluxograma de dimensionamento de Secções à Flexão Desviada	81
Figura 8.9 – Fluxograma de dimensionamento de Secções à Flexão Composta com Esforço Transverso.....	82
Figura 8.10 – Verificação da Resistência à Encurvadura de Elementos Comprimidos - Colunas.....	84
Figura 8.11 – Fluxograma da verificação da Resistência à Encurvadura de Elementos solicitados à Flexão	86
Figura 8.12 – Fluxograma para a verificação da Resistência à Encurvadura de Elementos solicitados à Flexão Composta com Compressão	88
Figura 8.13 – Coeficientes de Momento Uniforme Equivalente C_m (Adap. Do Quadro B.3 no Anexo B do EC3-1-1.....	89
Figura 8.14 – Definição dos Deslocamentos Verticais	90
Figura 8.15 – Disposições Construtivas em Ligações Aparafusadas (Adap. EC3-1-8)	94
Figura 8.16 Critérios utilizados na Verificação da Segurança dos Plintos.....	95
Figura 8.17 – Tipos de Sapatas	101
Figura 8.18 – Dimensões das Sapatas Rígidas	106
Figura 8.19 – Modelo de Treliça (Melâneo, Frederico [6])	108
Figura 8.20 – Modelo de Flexão (Viga), (Melâneo, Frederico [6])	108
Figura 8.21 – Fluxograma do dimensionamento de Sapatas	109

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Aços das Estruturas Metálicas	31
Tabela 3.2 – Principais características do Aço em perfis laminados	31
Tabela 3.3 – Características do Betão segundo a NP EN 206 – 1: 2013	32
Tabela 3.4 – Aço das Armaduras Ordinárias.....	32
Tabela 3.5 – Principais características do Betão e do Aço.....	32
Tabela 4.1 – Eurocódigos	33
Tabela 4.2 – Temperatura do ar ambiente interior T_{in} para as estações de Verão e Inverno....	35
Tabela 4.3 – Temperatura do ar ambiente exterior T_{out} para as estações de Verão e Inverno ..	36
Tabela 4.4 – Temperaturas Máxima e Mínima por Zonamento Térmico	36
Tabela 4.5 – Determinação das Alturas Médias	42
Tabela 4.6 – Zonas Sísmicas – Aceleração Máxima de Referência a_{gR}	50
Tabela 4.7 – Tipos de Terreno (Adap. Quadro 3.1 do EC-8).....	51
Tabela 4.8 – Parâmetros para definição dos Espetros de Resposta para a Ação Sísmica Tipo 1.....	52
Tabela 4.9 – Parâmetros para definição dos Espetros de Resposta para a Ação Sísmica Tipo 2.....	52
Tabela 4.10 – Classes de Importância Y_1 (Adap. Do Quadro 4.3 do EC-8).....	52
Tabela 4.11 – Coeficientes de Importância γ_I (Adap. Do Quadro NA-II do EC-8).....	53
Tabela 4.12 – Valores de referência dos Coeficientes de Comportamento (Adap. Quadro 7.1 cl 7.1.2(1)P).....	53
Tabela 4.13 – Valores da Aceleração de Referência para as Ações Sísmicas Tipo 1 e 2	54
Tabela 4.14 – Valores do Parâmetro S para as Ações Sísmicas Tipo 1 e 2	54
Tabela 5.1 – Valores dos Coeficientes para as Ações Variáveis.....	57
Tabela 5.2 – Valores dos Coeficientes para as Ações Variáveis.....	57
Tabela 5.3 – Combinações de Ações.....	60
Tabela 5.4 – Simbologia utilizada nas Combinações de Ações	61
Tabela 8.1 – Coeficientes parciais de segurança para a resistência de secções transversais e elementos	73
Tabela 8.2 – Características do Aço utilizado.....	73
Tabela 8.3 – Níveis de Carga.....	82
Tabela 8.4 – Fatores de Interação k_{ij} (Adap. Dos Quadros B.1 e B.2 do Anexo B do EC3-1-1)...	89

Tabela 8.5 – Valores recomendados para os Limites do Deslocamento Vertical	91
Tabela 8.6 – Coeficiente de Correlação β_w para Soldaduras de ângulo (Adap. do EC3-1-8)....	92
Tabela 8.7 – Tabela de dimensionamento de Ligações Aparafusadas ao Corte Simples	93
Tabela 8.8 – Tabela de dimensionamento de Ligações Aparafusadas ao Esmagamento	93
Tabela 8.9 – Tabela de dimensionamento de Ligações Aparafusadas à Tração	93
Tabela 8.10 – Tabela de dimensionamento de Ligações Aparafusadas ao Punçoamento	93
Tabela 8.11 – Coeficientes Parciais de Segurança	95
Tabela 8.12 – Tensões no Betão Armado.....	95
Tabela 8.13 – Diâmetros Máximos dos Varões para controlo da Fendilhação	100
Tabela 8.14 – Espaçamento Máximo dos Varões para controlo da Fendilhação	100
Tabela 8.15 – Valores dos parâmetros N_c , N_q e N_{γ}	104
Tabela 8.16 – Valores dos parâmetros S_c , s_q e s_{γ}	105
Tabela 8.17 – Tensão Admissível do Solo	105
Tabela 10.1 – Regulamentação utilizada.....	113

SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS**LETRAS LATINAS MAIÚSCULAS**

E_c	Módulo de elasticidade do betão
G	Módulo de distorção
W	Ação do vento
F_{fr}	Força resultante do atrito do vento
$F_{w,e}$	Força resultante das pressões externas
$F_{w,i}$	Força resultante das pressões internas
$I_v(Z_s)$	Intensidade de turbulência à altura Z_s
K_I	Coefficiente de turbulência
K_p	Fator de pico
B^2	Coefficiente de resposta quase-estática
R^2	Coefficiente de resposta em ressonância
R_b	Funções de admitância aerodinâmica
R_h	Funções de admitância aerodinâmica
T	Temperatura num dado instante
T_0	Temperatura inicial
T_{max}	Temperatura máxima de verão
T_{min}	Temperatura mínima de inverno
T_{in}	Temperatura do ar ambiente interior
T_{out}	Temperatura do ar ambiente exterior
T_{cor}	Incremento da temperatura exterior provocado pela cor da fachada
E	Ação sísmica
$S_d(T)$	Espectro de cálculo
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
S	Coefficiente de solo
G_k	Valor característico de uma ação permanente
$Q_{k,i}$	Valor característico de uma ação variável
$Q_{k,1}$	Valor característico de uma ação variável base
P	Ação do pré-esforço
A_{Ed}	Valor de cálculo para a ação sísmica

A	Área de uma secção transversal
A_{net}	Área útil de uma secção transversal
A_{net}	Área útil de uma secção transversal
W_{pl}	Módulo de flexão plástico de uma seção transversal
$W_{el,mín}$	Módulo de flexão elástico mínimo de uma seção transversal
$W_{eff,mín}$	Módulo de flexão mínimo de uma seção transversal efetiva
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço de tração atuante
$N_{t,Rd}$	Esforço normal resistente de tração
$N_{u,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação
$N_{net,Rd}$	Esforço normal resistente de tração da secção útil na zona com furos de ligação
N_{bp}	Esforço axial na base do pilar
$N_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da seção bruta
N_{Rd}	Valor de cálculo do esforço normal resistente
$N_{b,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido
N_{cr}	Valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástica considerado
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transversal atuante
V_{Rd}	Valor de cálculo do esforço transversal resistente
$V_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal plástico resistente na ausência de torção
M_{Ed}	Valor de cálculo do momento fletor atuante
$M_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico de uma seção transversal
$M_{el,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente elástico de uma seção transversal
$M_{N,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente reduzido pela interação com o esforço normal
M_{Ed}	Valor de cálculo do momento fletor atuante
$M_{c,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente de uma secção transversal
$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral
M_{cr}	Momento crítico elástico de encurvadura lateral
$M_{N,V,Rd}$	Valores de cálculo dos momentos flectores resistentes reduzidos pela interação com o esforço normal e com o esforço transversal
$F_{w,Ed}$	Valor de cálculo de esforço atuante na soldadura por unidade de comprimento
$F_{w,Rd}$	Valor de cálculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento
$F_{vw,d}$	Valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura
$A_{s,min}$	Área de armadura mínima
$A_{s,max}$	Área de armadura máxima

A_c	Área da secção de betão
A_{sw}	Área da secção das armaduras de esforço transverso
Z	Braço do binário das forças interiores
A_{sw}	Área da secção transversal das armaduras de esforço transverso
$A_{s,min}$	Área mínima das armaduras para betão armado na zona tracionada
A_{ct}	Área de betão tracionado
F_{td}	Valor de cálculo da força de tração na armadura longitudinal
F_{cd}	Valor de cálculo da força de compressão no betão na direção do eixo longitudinal do elemento
A	Área da sapata
H	Altura mínima da sapata

LETRAS LATINAS MINÚSCULAS

a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A
a_{gR}	Aceleração máxima de referência
$c_o(z)$	Coefficiente de orografia
$c_s c_d$	Coefficiente estrutural
c_{season}	Coefficiente de sazão
$q_p (Z_e)$	Pressão dinâmica de pico à altura de referência Z_e
$v_{b,0}$	Valor básico de velocidade de referência do vento
c_{fr}	Coefficiente de atrito
w_e	Pressão exterior
w_i	Pressão interior
z_s	Altura de referência
q	Coefficiente de comportamento
n	Relação entre os valores de cálculo dos esforços normais atuante e resistente plástico de uma secção transversal bruta
f_{ck}	Valor característico de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para o betão armado
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para o betão armado

f_{ywd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transversal
w	Aberturas das fendas

LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS

Ψ_i	Coefficiente de combinação
----------	----------------------------

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

ν	Coefficiente de <i>poisson</i>
ν_1	Coefficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
α	Coefficiente de dilatação térmica linear
χ	Coefficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado
δ	Coefficiente de amortecimento estrutural
μ	Índice de vazios
σ_{adm}	Tensão admissível do solo
σ_{solo}	Tensão do solo
γ_I	Fator de importância
σ_∞	Deformação ao longo prazo
Ω_v	Taxa mecânica da armadura vertical na alma
Ω_{wd}	Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas
ρ'	Taxa de armadura de compressão
ρ_{min}	Taxa de armadura mínima

ABREVIATURAS

EC	Eurocódigo
EC0	Eurocódigo 0 - Bases para projeto de estruturas
EC1	Eurocódigo 1 - Ações em estruturas
EC2	Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão
EC3	Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas metálicas
EC8	Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos
ELU	Estados Limites Últimos
ELS	Estados Limites de Utilização
PP	Peso próprio
RCP	Restante carga permanente

SC	Sobrecargas
T	Ação Térmica
W	Vento
W _x	Vento segundo x no sentido positivo
W _{xx}	Vento segundo x no sentido negativo
W _y	Vento segundo y no sentido positivo
W _{yy}	Vento segundo y no sentido negativo
W _z	Vento segundo z no sentido positivo
W _{zz}	Vento segundo z no sentido negativo
E	Sismo
ET ₁	Sismo Tipo 1
ET ₂	Sismo Tipo 2
DCM	Ductility Class Medium (Classe de Ductilidade Média)
TFM	Trabalho Final do Mestrado
ELU.SC	Combinação de ações em que a sobrecarga é a ação variável base;
ELU.W _x	Combinação de ações em que o vento na direção x é a ação variável base;
ELU.W _{xx}	Combinação de ações em que o vento na direção xx é a ação variável base
ELU.W _y	Combinação de ações em que o vento na direção y é a ação variável base
ELU.W _{yy}	Combinação de ações em que o vento na direção yy é a ação variável base
ELU.T ⁺	Combinação de ações em que a temperatura positiva é a ação variável base
ELU.T ⁻	Combinação de ações em que a temperatura negativa é a ação variável base
ELU.ET _{1y}	Combinação de ações em que o sismo tipo 1 na direção y é a ação variável base
ELU.ET _{1x}	Combinação de ações em que o sismo tipo 1 na direção x é a ação variável base
ELU.ET _{2y}	Combinação de ações em que o sismo tipo 2 na direção y é a ação variável base
ELU.ET _{2x}	Combinação de ações em que o sismo tipo 2 na direção x é a ação variável base

1. INTRODUÇÃO

1.1. Localização da Estrutura

A Ponte Metálica localiza-se na zona industrial do concelho de Leiria - Maceira Liz, conforme se indica na Figura 1.1.

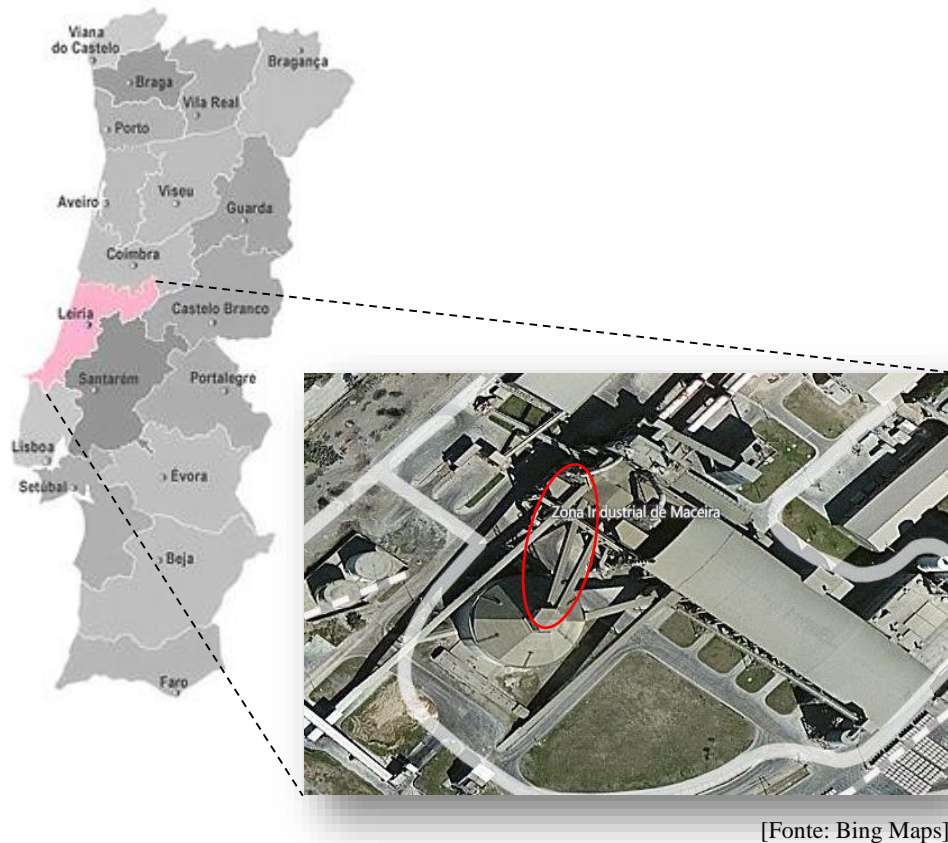


Figura 1.1 – Planta de localização da Ponte Metálica

1.2. Geologia e geotecnia

As características geotécnicas consideradas para o dimensionamento das fundações foram retiradas de um outro projeto, realizado na mesma fábrica, com base em ensaios SPT – "*Standard Penetration Test*".

A análise dos ensaios SPT permitiu identificar estratos com as seguintes características:

- Argila dura nos primeiros 4 metros (NSPT de 30 pancadas);
- Argila silto - argilosa nos 6 metros seguintes (NSPT de 60 pancadas).

Com base na informação anterior projetou-se uma fundação direta de suporte do Pilar metálico de apoio da Ponte, tendo-se considerado uma tensão de segurança de 0.3 Mpa.

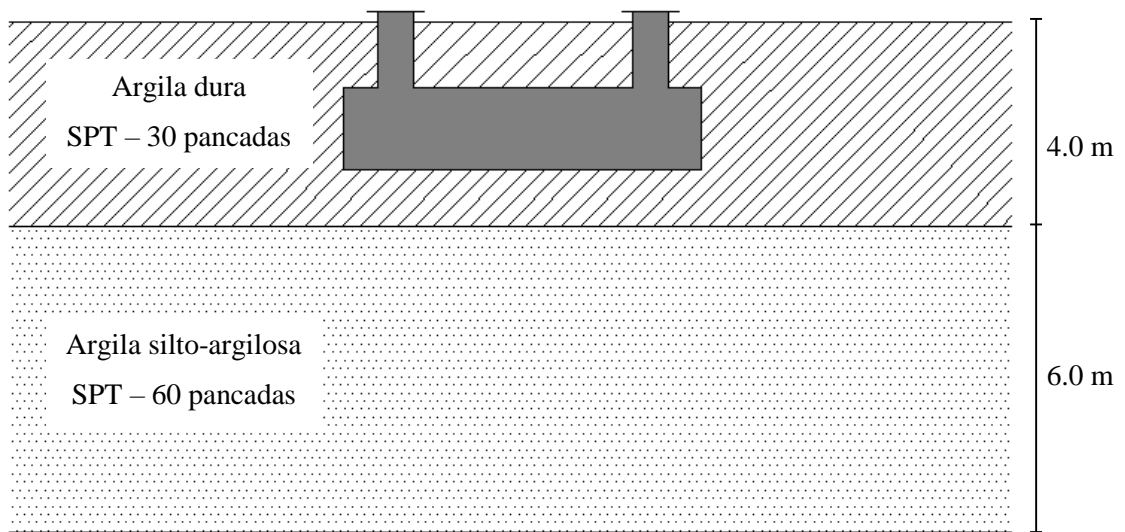


Figura 1.2 – Perfil Geotécnico - Sondagem

2. DESCRIÇÃO DA PONTE METÁLICA

2.1. Enquadramento

A ponte metálica está localizada numa instalação cimenteira, e serve para o transporte de *Clinker*, que sai de fornos a altas temperaturas.

Nas instalações cimenteiras a seguir à fase de exploração da pedreira e da britagem dos materiais, existem um conjunto de outras fases, cuja ordem até se atingir o produto final, cimento, é a seguinte:

Transporte do material britado;

Ensilagem e pré-homogeneização;

Moagem do cru de modo a reduzir as matérias-primas a uma finura elevada, e em que são feitas, também, as correções químicas necessárias à composição pretendida;

Transporte, ensilagem e homogeneização;

Forno onde se realiza a operação de cozedura e se obtém por reações químicas complexas um produto designado por *Clinker*.

É este o produto que é transportado por telas metálicas que apoiam em pontes análogas à deste Projeto, sendo o *Clinker* posteriormente armazenado em armazéns adequados (ver Figura 2.1).



Figura 2.1 – Transporte e armazenagem do Clinker [Fonte: Aumund.pt]

O circuito final de modo a obter-se o cimento inclui ainda a moagem da mistura de *clinker* com gesso, a adição de matérias alternativas como o calcário, cinzas volantes e escórias e outros materiais com propriedades hidráulicas.

Por fim segue-se a embalagem e a expedição realizada com recurso a equipamentos apropriados instalados em edifícios.

2.2. Geometria da Ponte

A Ponte Metálica representada na Figura 4.2 é constituída por uma Estrutura Metálica treliçada, composta por quatro vigas planas, que formam um caixão espacial.

As vigas verticais, designadas por vigas de flanco, destinam-se fundamentalmente a suportar as cargas verticais, enquanto que as vigas horizontais recebem as ações horizontais (vento e sismo).

Esta Ponte tem um vão total de 72 m e funciona como viga contínua com dois tramos com vãos de 25 m e 45 m. O apoio central onde apoia a Ponte é constituído por um Pilar metálico treliçado com uma altura de 26 m. Os outros apoios da Ponte descarregam em estruturas existentes com capacidade suficiente para suportar as reações transmitidas pela Ponte.

Os apoios da Ponte são fixos numa das extremidades nas direções transversal e longitudinal, sendo na outra extremidade livres na direção longitudinal e fixos na transversal.

A fundação é constituída por uma sapata rígida retangular com as dimensões de 3 m x 7 m e uma altura de 1.6 m em betão armado.

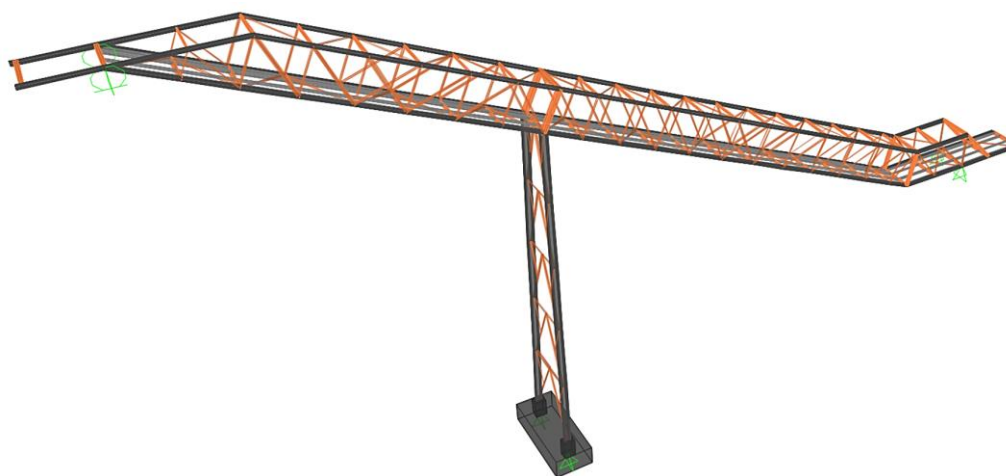


Figura 2.2 – Vista da Ponte e do Pilar Metálico

As características geométricas da Ponte são:

- Vão – 72 m;
- Altura acima do solo – 26 m;
- Altura da treliça em caixão dos Painéis de Flanco – 3 m;
- Largura da treliça em caixão dos Painéis Horizontais – 2.8 m.

Seções dos perfis que compõe a Ponte:

Treliças Verticais

- Cordões Exteriores – HEB 200;
- Diagonais – 2L 90x9, 2L 75x7 e 2L 50x6;
- Prumos – HEB 300, 2L 90x9, 2L 75x7 e 2L 40x6.

Treliças Horizontais

- Cordões Exteriores – HEB 200;
- Diagonais – 2L 60x8, 2L 55x6 e 2L 45x5;
- Carlingas – HEB 200 e IPE 140.

Longarinas de suporte das Passerelles

- IPE 140.

Pavimento de apoio das Passerelles de Manutenção

- Mini-quadrícula 400.

Pilar

- Cordões exteriores – HEB 450;
- Diagonais interiores – 2L 120x11, 2L 100x10 e 2L 40x6;
- Prumos interiores – HEB 200, 2L 60x8, 2L 55x8 e 2L 55x6.

Apresenta-se nas Figuras 2.3 a 2.7 as treliças planas dos painéis de flanco que constituem o caixão espacial da Ponte Metálica.

Treliças Verticais

- Painel Flanco Direito

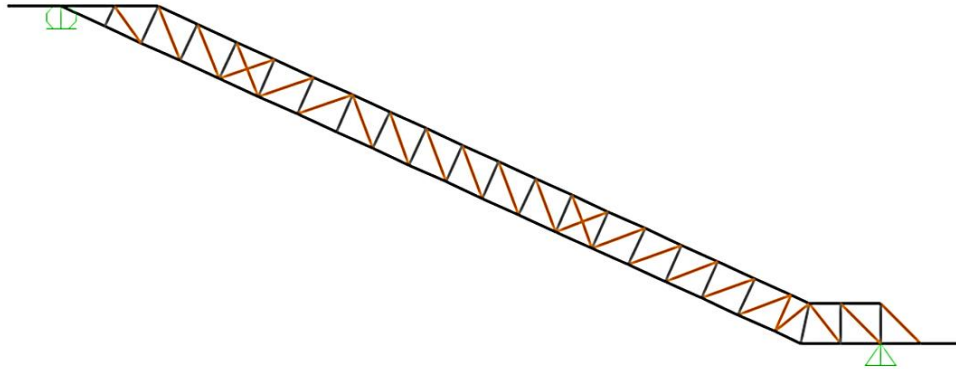


Figura 2.3 – Painel Flanco Direito

- Painel Flanco Esquerdo

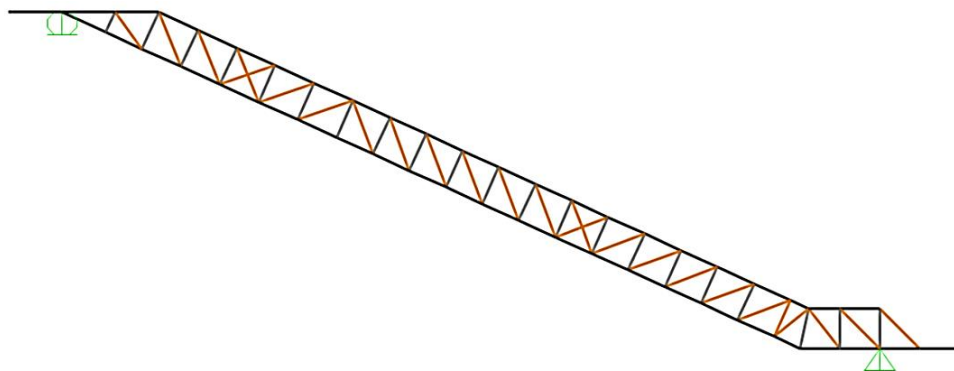


Figura 2.4 – Painel Flanco Esquerdo

Treliças Horizontais

- Painel Horizontal Superior

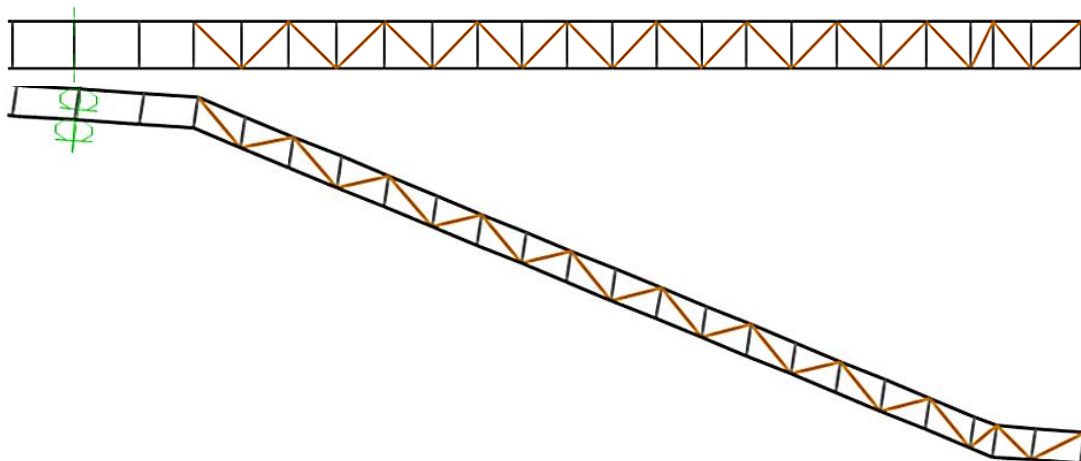


Figura 2.5 – Painel Horizontal Superior - Vista em Planta e Alçado

- Painel Horizontal Inferior

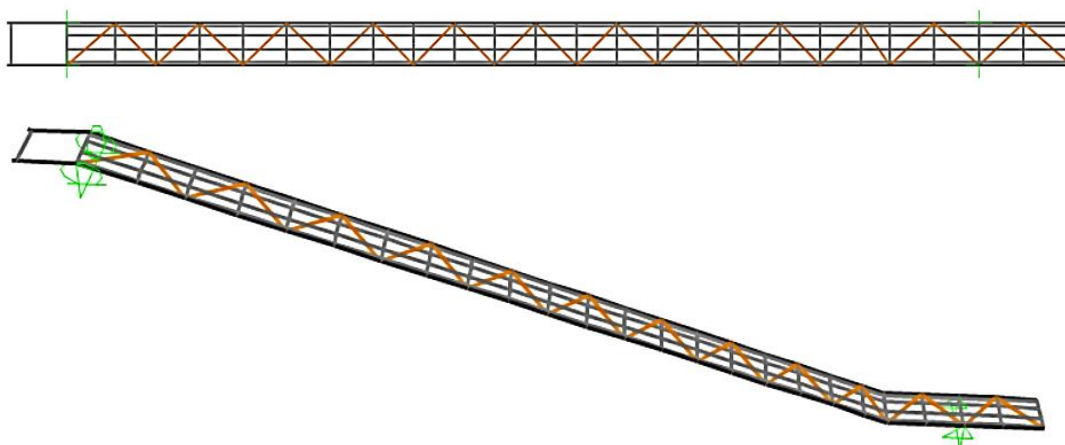


Figura 2.6 – Painel Horizontal inferior - Vista em Planta e Alçado

Pilar

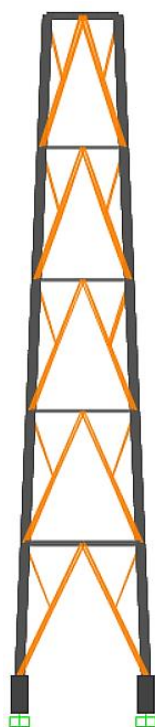


Figura 2.7 – Pilar

Nas figuras seguintes estão indicados alguns pormenores dos elementos que constituem as estruturas da Ponte e do Pilar.

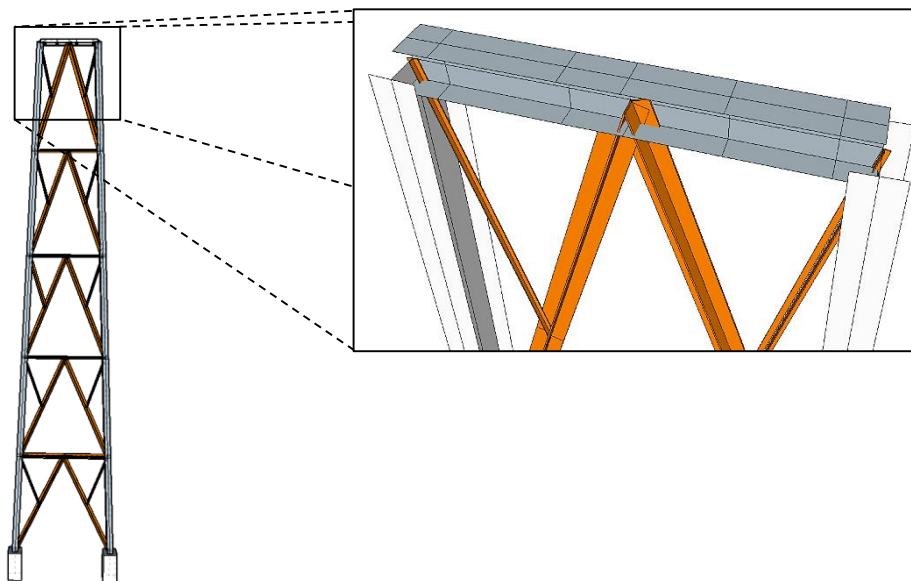


Figura 2.8 – Troço superior do Pilar

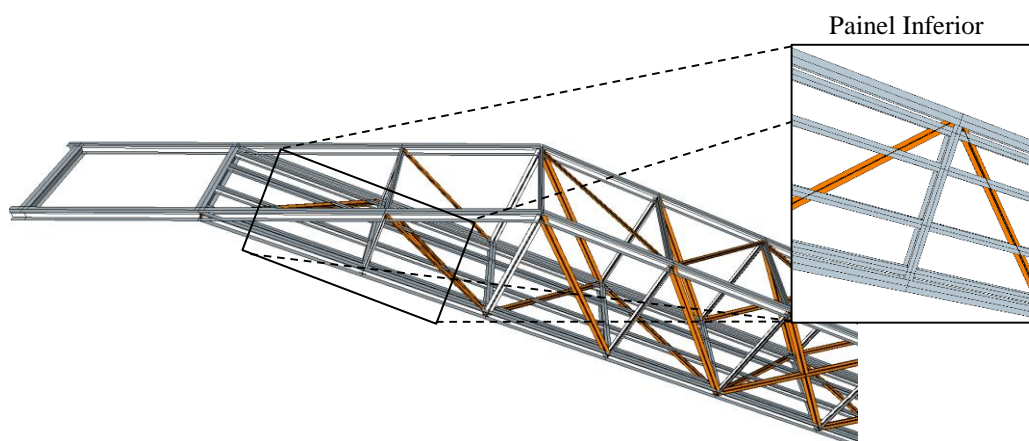


Figura 2.9 – Pormenor do Painel Inferior da Treliça espacial da Ponte

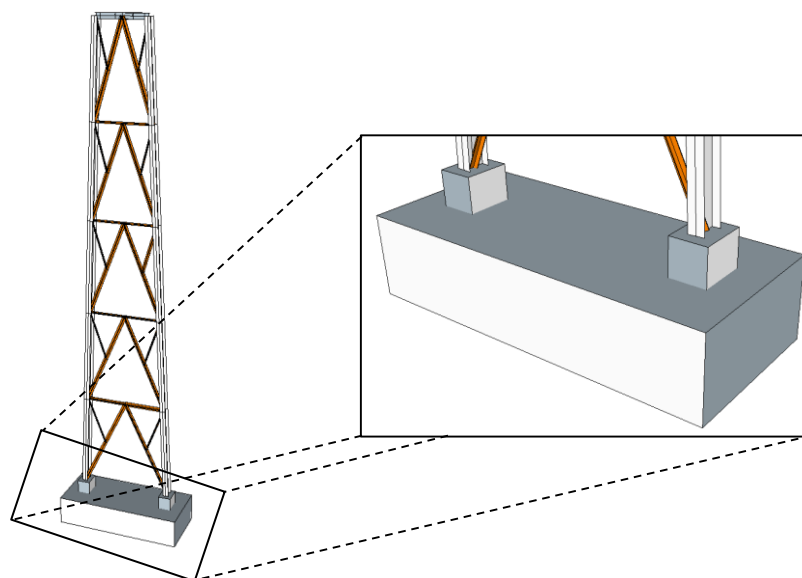


Figura 2.10 – Plintos e Fundação

2.3. Modelação da Estrutura

A modelação da estrutura foi realizada num programa de elementos finitos a partir do *layout* mecânico fornecido pelo Dono de Obra.

O pré-dimensionamento das estruturas foi feito com recurso a tabelas e ábacos em "Excel" e a outros programas de cálculo automático.

Utilizou-se o *software* "SAP2000" nos modelos finais de dimensionamento para a determinação dos esforços e deslocamentos.

Considerou-se, também, que os esforços dos pilares metálicos eram transmitidos diretamente a dois plintos de betão armado ligados a uma sapata de fundação.

3. MATERIAIS

As características dos materiais que constituem as estruturas deste Projeto, estão de acordo com a regulamentação europeia, nomeadamente a NP EN 1993-1-1:2010 para as Estruturas Metálicas e a NP EN 206-1:2013 para as Estruturas de Betão Armado.

3.1. Estruturas Metálicas

As características dos materiais utilizados nas Estruturas Metálicas estão indicadas nas Tabelas 3.1 e 3.2.

Tabela 3.1 – Aços das Estruturas Metálicas

<i>Elementos Estruturais</i>	<i>Classes de Resistência</i>
Chapas e Perfis	S235 JR
Parafusos	Classes 8.8 e 10.9
Porcas	Classes 8.8 e 10.9
Anilhas	Classes 8.8 e 10.9

Tabela 3.2 – Principais características do Aço em perfis laminados

<i>Caraterísticas do Aço S235 JR</i>	
f_y	235 Mpa
f_u	360 Mpa
E	210 Gpa
G	81 Gpa
ν_s	0.3
α	$12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}$
γ	78.5 kN/m^3

Em que:

f_y Tensão de cedência;

f_u Tensão última;

E Módulo de elasticidade;

G Módulo de distorção;

ν_s Coeficiente de *Poisson*;

α Coeficiente de dilatação térmica;

γ Peso volúmico.

3.2. Betão Armado

As características do material utilizado nas estruturas de Betão Armado estão indicadas nas Tabelas 3.3, 3.4 e 3.5.

Tabela 3.3 – Características do Betão segundo a NP EN 206 – 1: 2013

<i>Elementos Estruturais</i>	<i>Classes de Exposição</i>	<i>Classes de Resistência</i>	<i>Máxima Razão A/C</i>	<i>Mínima dosagem de Cimento [kg/m³]</i>	<i>Recobrimentos [cm]</i>
<i>Plintos</i>	XC2	C30/37	0.6	280	4
<i>Sapata</i>	XC2	C30/37	0.6	280	5

Tabela 3.4 – Aço das Armaduras Ordinárias

<i>Aço nas Estruturas de Betão Armado</i>	<i>Classe de Resistência</i>
<i>Armaduras Ordinárias</i>	A500 NR

Tabela 3.5 – Principais características do Betão e do Aço

<i>Betão C30/37</i>	<i>Aço A500 NR</i>
f_{ck} - 30 Mpa	f_{yk} - 500 Mpa
f_{cd} - 20 Mpa	f_{yd} - 435 Mpa
f_{ctm} - 2.9 Mpa	E_s - 200 Gpa
E_{cm} - 33 Gpa	ϵ_{yd} - 0.00218
ν_c - 0.2	γ_s - 78.5 kN/m ³
γ - 24 kN/m ³	

Em que:

- f_{ck} Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;
- f_{cd} Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
- f_{ctm} Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;
- f_{yk} Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras;
- f_{yd} Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras;
- E_s Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço das armaduras;
- E_{cm} Módulo de elasticidade secante do betão;
- ϵ_{yd} Extensão do aço;
- ν_c Coeficiente de *Poisson*;
- γ_s Peso volúmico do aço.

4. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

Para a determinação e quantificação das ações utilizaram-se as Normas Europeias resumidas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Eurocódigos

<i>Eurocódigos</i>	<i>Função</i>
NP EN 1990:2009	Combinações de Ações
NP EN 1991-1: 2009	Peso Próprio, Restante Carga Permanente e Sobrecargas
NP EN 1991-4: 2010	Ações do Vento
NP EN 1991 -5: 2009	Ações Térmicas
NP EN 1998-1: 2010	Ações Sísmicas

Foram consideradas as seguintes ações no Projeto:

PP Peso Próprio;

CP Cargas Permanentes;

SC Sobrecargas;

W Vento;

T Temperatura;

E Sismo.

4.1. Ações Permanentes

4.1.1. Peso Próprio (PP)

O peso próprio refere-se ao peso dos elementos estruturais que compõem as estruturas, tendo-se considerado os pesos volúmicos de 78.5 kN/m³ para o aço e de 25 kN/m³ para o betão armado.

4.1.2. Cargas Permanentes (CP)

As cargas permanentes referem-se aos pesos próprios dos restantes elementos presentes nas estruturas durante toda a sua vida útil.

Consideraram-se dois tipos de ações permanentes:

- CP₁ – Peso das chapas dos pavimentos + peso das guardas metálicas + peso da tela de transporte de material com um valor total de 0.5 kN/m²;

- CP₂ – Peso dos equipamentos mecânicos incluindo o peso total da tela, das estações de rolos superiores e inferiores, tambores de acionamento e outros órgãos mecânicos necessários à motorização da tela com um valor de $3.5 \times 2 \text{ kN/m}$.

Na Figura 4.1 estão indicadas as estruturas que recebem as cargas permanentes CP₁ e CP₂.

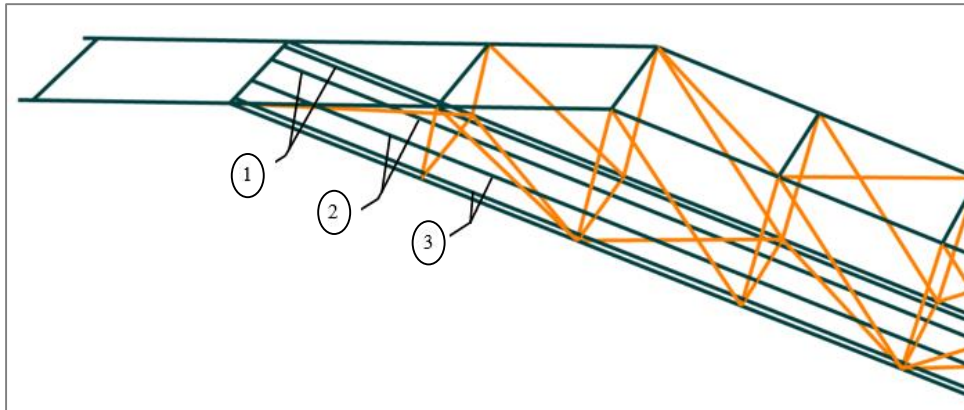


Figura 4.1 – Longarinas da Ponte

De acordo com a simbologia da Figura 6.1, tem-se:

- ① – Plataforma da passerelle à esquerda que recebe a carga CP₁;
- ② – Longarinas principais que recebem a carga CP₂;
- ③ – Plataforma da passerelle à direita que recebe a carga CP₁.

4.2. Ações Variáveis

4.2.1. Sobrecargas (SC)

As sobrecargas referem-se às ações variáveis que a estrutura está sujeita durante a sua vida útil.

Consideraram-se dois tipos de sobrecargas:

- SC₁ – Peso dos técnicos que fazem as operações de vistoria e manutenção – 3 kN/m^2 ;
- SC₂ – Peso do produto transportado pela tela – $2.5 \times 2 \text{ kN/m}$.

4.2.2. Ação Térmica (T)

As ações térmicas provocam nas estruturas esforços e deformações.

As variações de temperatura podem ser uniformes ou diferenciais. A variação uniforme de temperatura (V.U.T) em estruturas isostáticas origina apenas deformações.

A quantificação da ação térmica foi feita a partir da NP EN 1991-1-5.

Segundo esta norma, a variação uniforme de temperatura é quantificada com base em três variáveis, conforme as estações de inverno ou de verão:

T_{max} Temperatura máxima do ar à sombra;

T_{min} Temperatura mínima do ar à sombra;

T_0 Temperatura inicial.

Expressão geral para a quantificação da variação uniforme de temperatura:

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad (\text{Eq. 4.1})$$

Em que:

T_0 Temperatura inicial considera-se um valor de 15° C no caso de "não existir mais informação";

T Temperatura média de um elemento estrutural resultante das temperaturas climáticas no inverno ou no verão, determinada por:

$$T = \frac{T_{in} + T_{out}}{2} \quad (\text{Eq. 4.2})$$

Sendo:

T_{in} Temperatura do ar ambiente interior;

T_{out} Temperatura do ar ambiente exterior.

A determinação da variação uniforme de temperatura neste Projeto foi realizada segundo os princípios a seguir indicados.

- **Determinação das Temperaturas do Ar Interior (T_{in}) e Exterior (T_{out})**

A determinação das temperaturas T_{in} e T_{out} é feita geralmente a partir dos valores preconizados no Anexo Nacional da referida norma.

No caso da Ponte em estudo, por ser uma estrutura treliçada onde a circulação de ar se faz sem qualquer interferência, a Temperatura interior T_{in} foi considerada igual à temperatura exterior T_{out} .

Tabela 4.2 – Temperatura do ar ambiente interior T_{in} para as estações de Verão e Inverno

<i>Estações</i>	<i>Temperaturas T_{in} em °C</i>
Verão	25
Inverno	18

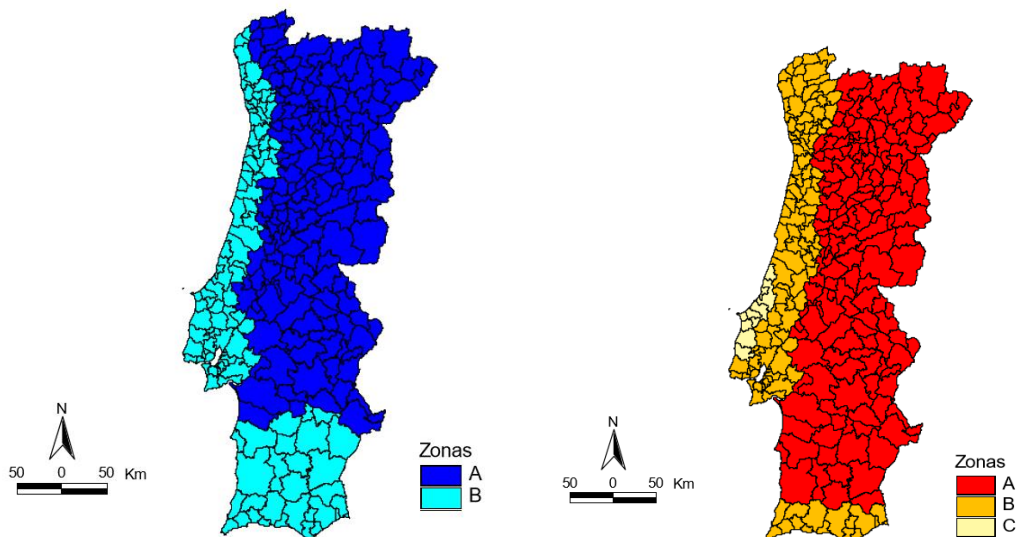
Tabela 4.3 – Temperatura do ar ambiente exterior T_{out} para as estações de Verão e Inverno

<i>Estações</i>	<i>Fator Simplificativo</i>		<i>Temperatura T_{out} em °C</i>
Verão	Absorvidade relativa dependente da cor da superfície	0.5 Superfície clara brilhante	$T_{máx} + T_3$
		0.7 Superfície de cor clara	$T_{máx} + T_4$
		0.9 Superfície escura	$T_{máx} + T_5$
Inverno			T_{min}
Valores recomendados pelo Anexo Nacional: $T_3 = 0\text{ °C}$, $T_4 = 2\text{ °C}$ e $T_5 = 5\text{ °C}$			

- **Determinação das Temperaturas Máxima e Mínima**

Para a determinação das temperaturas T_{max} e T_{min} é necessário ter em consideração o zonamento do território nacional.

Portugal está dividido em seis zonas, três para determinação de T_{max} e as restantes para determinação de T_{min} , segundo a Figura 4.2.

Figura 4.2 – Zonamento Térmico para as condições de Inverno (T_{min}) e de Verão (T_{max})

A cada uma destas zonas corresponde um valor de temperatura de acordo com a Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Temperaturas Máxima e Mínima por Zonamento Térmico

<i>Condições de Inverno</i>		<i>Condições de Inverno</i>	
<i>Zona Térmica</i>	T_{min}	<i>Zona Térmica</i>	$T_{máx}$
Zona A	-5° C	Zona A	45° C
Zona B	0° C	Zona B	40° C
Zona C	5° C	Zona C	35° C

Estes valores para as temperaturas máxima (T_{\max}) e mínima (T_{\min}) do ar à sombra referem-se à cota zero. Para se obterem os valores a cotas diferentes, utiliza-se o preconizado no Anexo Nacional da norma referida, que consiste em subtrair 0.5 °C por cada 100 m de altitude ao valor de T_{\min} , e 1.0 °C por cada 100 m de altitude ao valor de T_{\max} , ou seja:

$$T_{\min}(H) = T_{\min} - 0.005 \cdot H \quad (\text{Eq. 4.3})$$

$$T_{\max}(H) = T_{\max} - 0.01 \cdot H \quad (\text{Eq. 4.4})$$

- **Cálculo da Variação Uniforme de Temperatura**

As expressões gerais de cálculo das variações uniformes de temperatura para as estações de Inverno e Verão são iguais respetivamente a:

$$\Delta T_u^- = \frac{T_{\text{in}} + T_{\text{out}}}{2} - T_0 = \frac{18 + (T_{\min} - 0.005 \cdot H)}{2} - T_0 \quad (\text{Eq. 4.5})$$

$$\Delta T_u^+ = \frac{T_{\text{in}} + T_{\text{out}}}{2} - T_0 = \frac{25 + (T_{\max} + T_i - 0.01 \cdot H)}{2} - T_0 \quad (\text{Eq. 4.6})$$

Fluxograma Geral da Temperatura

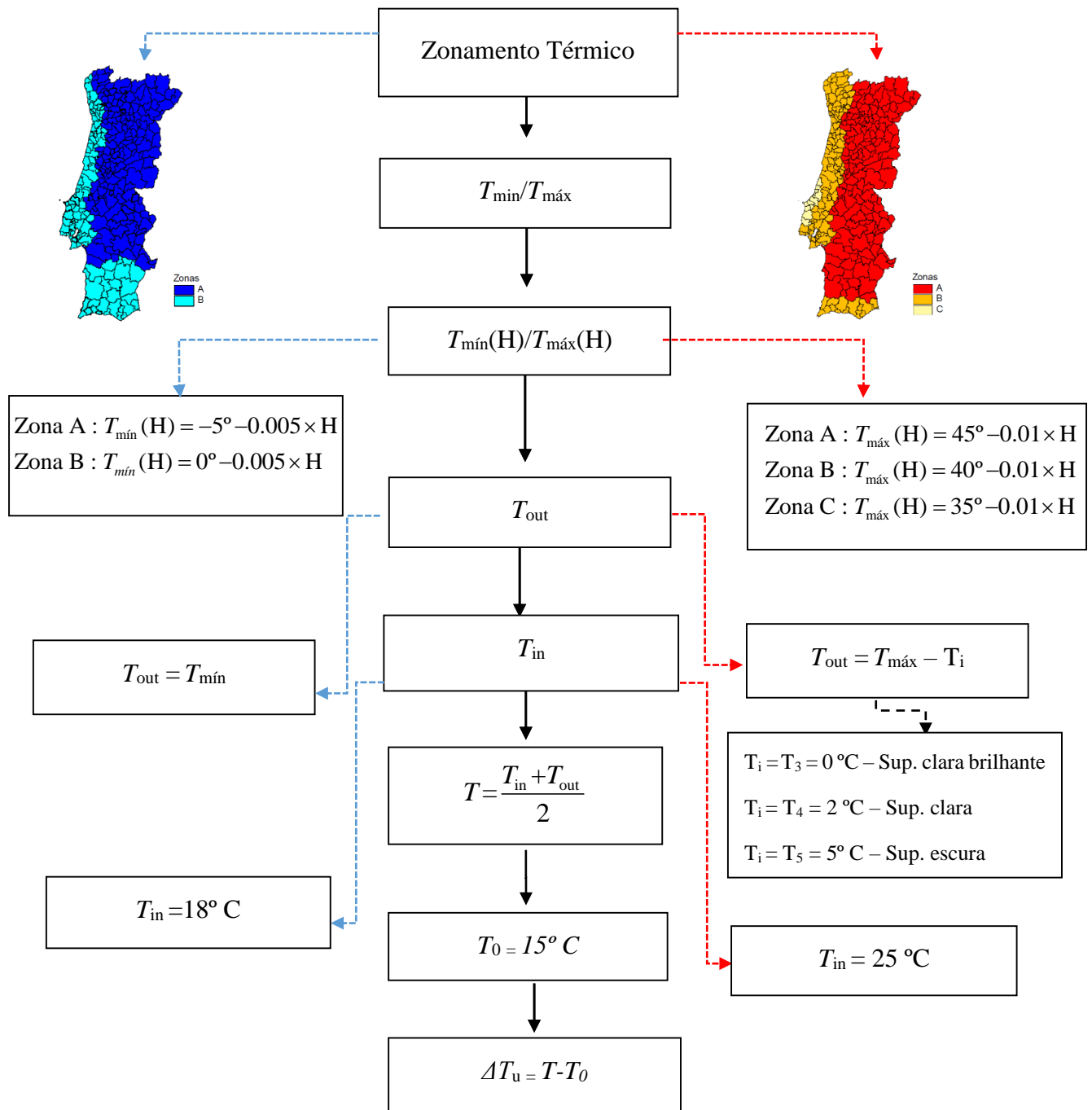


Figura 4.3 – Fluxograma geral da Temperatura

Em que:

T_{\min} Temperatura mínima do ar à sombra;

T_{\max} Temperatura máxima do ar à sombra;

T_{out} Temperatura exterior;

T_{in} Temperatura interior;

H Cota altimétrica da estrutura;

T Média da temperatura interior e exterior.

4.2.3. Ação do Vento (W)

O vento é uma ação variável que introduz diversos tipos de forças nas estruturas, tais como forças exteriores ($F_{w,e}$), forças interiores ($F_{w,i}$) e forças de atrito (F_{fr}).

O efeito da ação do vento depende de vários fatores tais como as dimensões, a forma e as propriedades dinâmicas das estruturas, etc.

A quantificação da ação do vento neste Projeto foi feita segundo a NP EN 1991-1-4, com base na pressão dinâmica de pico, nos coeficientes de força e de pressão, no coeficiente de atrito e no coeficiente estrutural.

O fluxograma da Figura 4.4 resume os critérios que serviram para a determinação das forças globais, exteriores, interiores e de atrito.

Fluxograma Geral do Vento

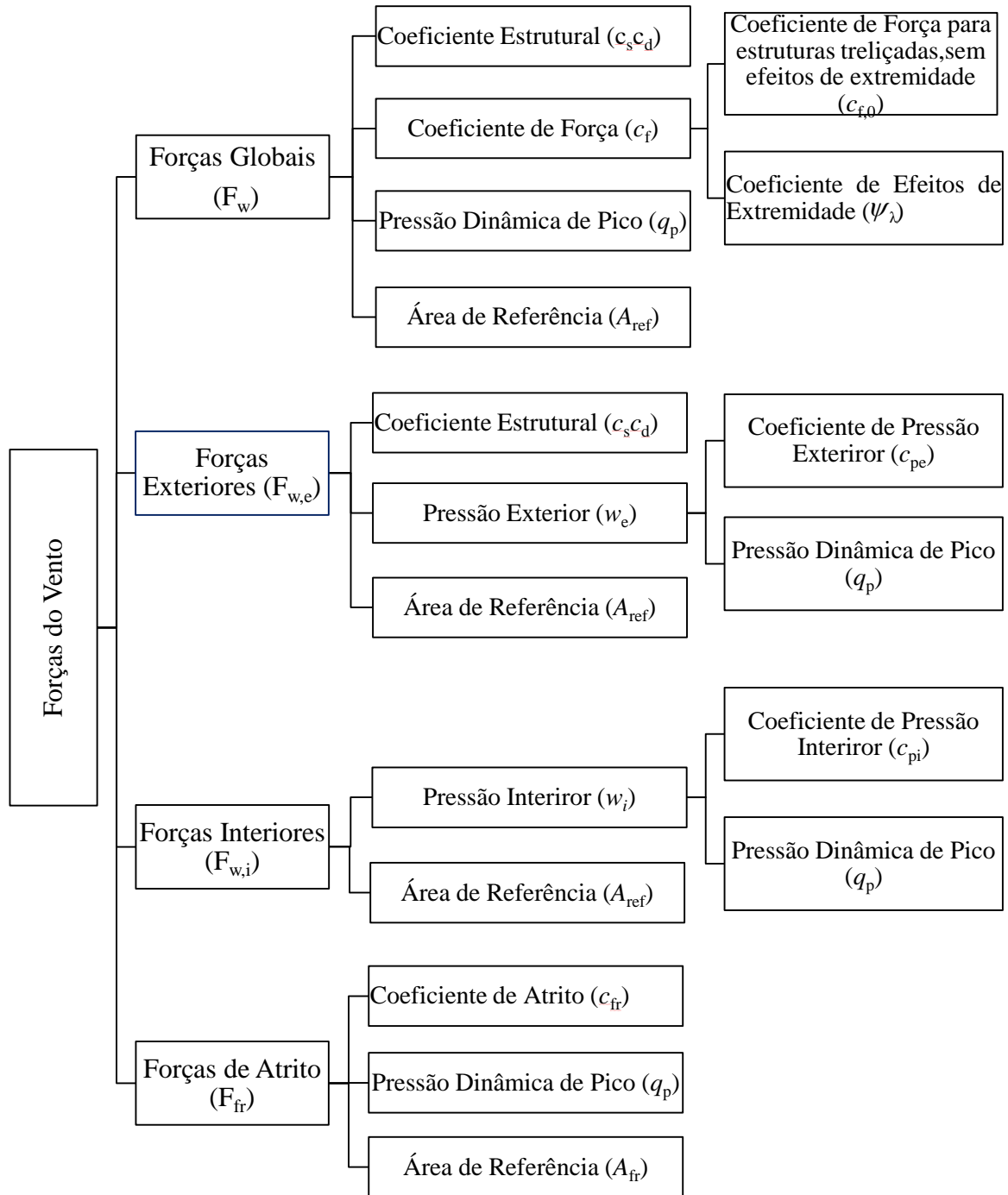


Figura 4.4 – Fluxograma geral do Vento

A determinação das forças globais exteriores, interiores e de atrito devidas à ação do vento foi feita com base nas seguintes expressões:

$$\text{Forças globais (F}_w) = F_w = c_s c_d \times c_f \times q_p(z_e) \times A_{\text{ref}}; \quad (\text{Eq. 4.7})$$

$$\text{Forças exteriores (F}_{w,e}) = F_w = c_s c_d \times \sum (c_{pe} \times q_p(z_e) \times A_{\text{ref}}); \quad (\text{Eq. 4.8})$$

$$\text{Forças interiores (F}_{w,i}) = F_w = \sum (c_{pi} \times q_p(z_e) \times A_{\text{ref}}); \quad (\text{Eq. 4.9})$$

$$\text{Forças de atrito (F}_{fr}) = F_{fr} = c_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}. \quad (\text{Eq. 4.10})$$

O vento pode atuar em várias direções e para cada uma destas direções devem-se considerar dois sentidos.

No projeto da Ponte e do Pilar considerou-se o vento a atuar nas seguintes direções e sentidos:

W_x Vento na direção x, sentido positivo;

W_{xx} Vento na direção x, sentido negativo;

W_y Vento na direção y, sentido positivo;

W_{yy} Vento na direção y, sentido negativo;

W_z Vento na direção z, sentido positivo;

W_{zz} Vento na direção z, sentido negativo.

O efeito do vento na Ponte metálica foi estudado nas direções y e z nos dois sentidos segundo a secção 7.11, Estruturas Treliçadas, da NP EN 1991-1-4.

Para o Pilar o efeito da ação do vento foi considerado para as direções x e y. Na direção x seguiu-se o mesmo critério do estudo da Ponte, Estruturas Treliçadas, e na direção y efetuou-se este estudo de acordo com a secção 7.7, Elementos Estruturais com secção em arestas vivas.

4.2.3.1. Ação do Vento na Ponte

A Ponte foi "dividida" em quatro zonas e determinada a altura média ($z_{méd}$) para cada uma destas zonas.

Na Tabela 4.5 apresentam-se as alturas médias consideradas para cada uma das quatro zonas.

Tabela 4.5 – Determinação das Alturas Médias

Zonas	Alturas Médias ($z_{méd}$) [m]
1	35.26
2	28.59
3	17.31
4	12.95

Para determinar a força global do vento foi necessário proceder a um conjunto de fases das quais se destacam as indicadas nos pontos seguintes.

- **Determinação da Pressão Dinâmica de Pico**

A pressão dinâmica de pico (q_p) foi calculada com base na altura de referência (z_e), tendo em conta o regime local de ventos, a rugosidade do terreno e a orografia.

Foi quantificada pelo produto entre o coeficiente de exposição e a pressão dinâmica de referência.

Na Figura 4.5 apresenta-se o fluxograma para determinação da pressão dinâmica de pico com base na NP EN 1991-1-4.

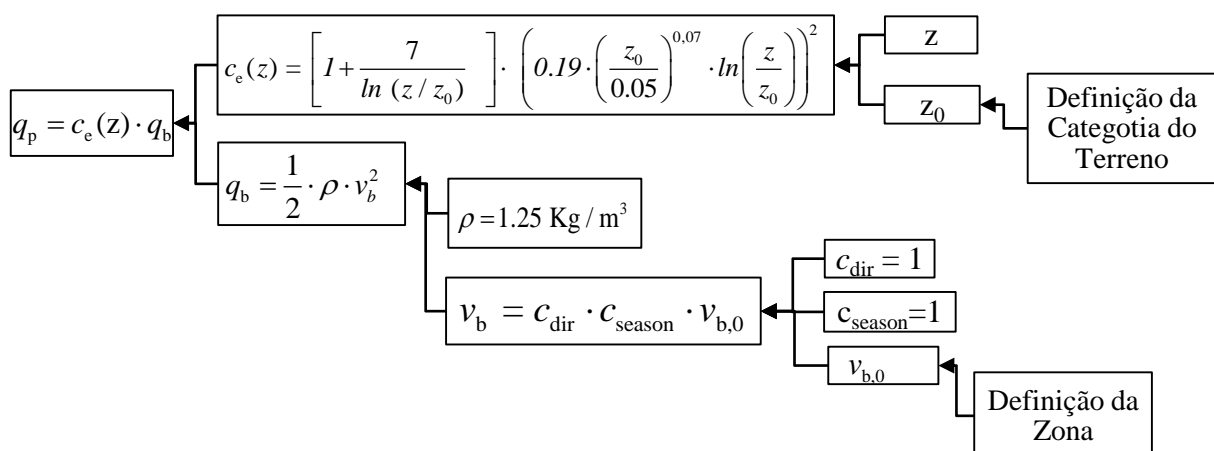


Figura 4.5 – Fluxograma da Pressão Dinâmica de Pico

O coeficiente de exposição $c_e(z)$ foi calculado com base no EC1-1-4, a partir da expressão 4.11.

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = \frac{[1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z)}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2} \quad (\text{Eq. 4.11})$$

Em que:

$$\bullet I_v(z) = \frac{k_1}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (\text{Eq. 4.12})$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{para } z \leq z_{\min} \quad (\text{Eq. 4.13})$$

$$\bullet v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = v_m = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (\text{Eq. 4.14})$$

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad (\text{Eq. 4.15})$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad (\text{Eq. 4.16})$$

Com base nos valores de I_v e de V_m e considerando um terreno plano ($C_o = 1$), obtém-se a expressão simplificada já apresentada no fluxograma da Figura 4.5.

$$c_e(z) = \left[1 + \frac{7}{\ln(z/z_0)} \right] \cdot \left(0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{0.05} \right)^{0.07} \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right)^2 \quad (\text{Eq. 4.17})$$

Onde:

q_p Pressão dinâmica de pico;

q_b Pressão dinâmica de referência;

$c_e(z)$ Coeficiente de exposição;

$v_{b,0}$ Valor básico da velocidade de referência do vento;

v_b Valor de referência da velocidade do vento;

z_0 Comprimento de rugosidade;

z Altura acima do solo;

c_{dir} Coeficiente de direção;

c_{season} Coeficiente de sazão.

• **Determinação do Coeficiente de Força**

O coeficiente de força, c_f , fornece o efeito global do vento sobre uma construção. Em estruturas treliçadas o coeficiente de força obtém-se a partir da expressão:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (\text{Eq. 4.18})$$

Em que:

$c_{f,0}$ Coeficiente de força para estruturas treliçadas sem efeitos de extremidade, determinado em função do índice de cheios ϕ , e do número de Reynolds Re ;

Re Número de Reynolds calculado utilizando o diâmetro médio dos elementos, b_i ;

ψ_λ Coeficiente de efeitos de extremidade função da esbelteza da estrutura, λ , calculada com ℓ e $b = d$ definidos de acordo com a Figura 4.6.

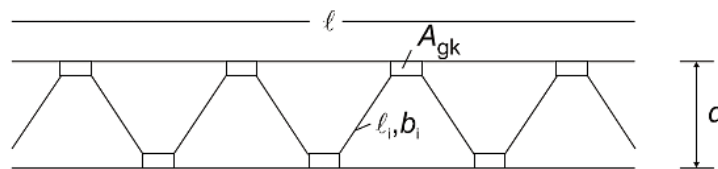


Figura 4.6 – Estrutura Treliçada

➤ **Determinação do Coeficiente de Força sem efeitos de extremidade $c_{f,0}$**

O coeficiente de força sem efeitos de extremidade é calculado em função do tipo de seção angulosa e do índice de cheios ϕ , a partir de:

$$\phi = \frac{A}{A_c} \quad (\text{Eq. 4.19})$$

Em que:

A Soma das áreas das projeções no plano da face perpendicularmente a esse plano de todos os elementos e chapas de *gousset*: $A = \sum_i b_i \cdot \ell_i + \sum_i A_{gk}$;

ℓ Vão da treliça;

d Largura da treliça;

A_c Área limitada pelo contorno da face em projeção normal à mesma, igual a $d \cdot \ell$;

A_{gk} Área da chapa de *gousset* k;

b_i, ℓ_i Largura e comprimento do elemento i projetado perpendicularmente à face.

Com base nos parâmetros anteriores pode-se determinar o coeficiente de força, sem efeitos de extremidade, a partir do ábaco da Figura 4.7.

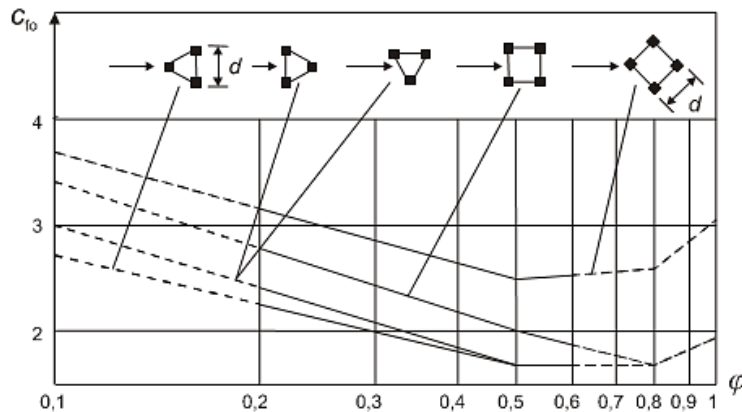


Figura 4.7 – Coeficiente de força $C_{f,0}$ para uma Estrutura Treliçada Espacial constituída por perfis de seção angular em função do índice de cheios φ

➤ **Determinação do Coeficiente de Efeitos de Extremidade Ψ_λ**

O coeficiente de efeitos de extremidade Ψ_λ é calculado em função do índice de cheios φ , já atrás referido, e da esbelteza λ .

Por sua vez a esbelteza é determinada a partir do quadro da Figura 4.8.

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

Figura 4.8 – Valores recomendados para cilindros, elementos com seção poligonal (incluindo a retangular), perfis com arestas vivas e estruturas treliçadas

A partir da esbelteza e do índice de cheios pode-se determinar segundo a NP EN 1991-1-4 o valor do coeficiente de efeitos de extremidade a partir do gráfico da Figura 4.9.

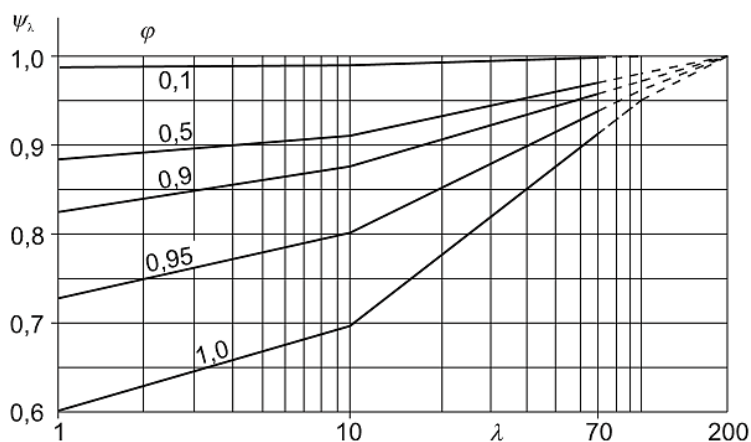


Figura 4.9 – Valores do coeficiente de efeitos de extremidade Ψ_λ em função do índice de cheios ϕ e da esbelteza λ

- **Determinação do Coeficiente de Atrito**

Segundo a NP EN 1991-1-4 cl 5.3(4), os efeitos do atrito do vento sobre uma superfície poderão ser ignorados, quando a área total de todas as superfícies paralelas (ou pouco inclinadas) em relação ao vento for igual ou inferior a quatro vezes a área total das superfícies exteriores perpendiculares ao vento (lados de barlavento e de sotavento).

Neste Projeto não se consideraram os efeitos do atrito provocados pelo vento uma vez que as condições anteriores se verificam.

- **Determinação do Coeficiente Estrutural c_{scd}**

O coeficiente estrutural tem em conta não só o efeito da não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico sobre a superfície c_s , mas também o efeito das vibrações da estrutura devidas à turbulência c_d .

O valor deste coeficiente pode ser calculado a partir dos procedimentos indicados no fluxograma da Figura 4.10.

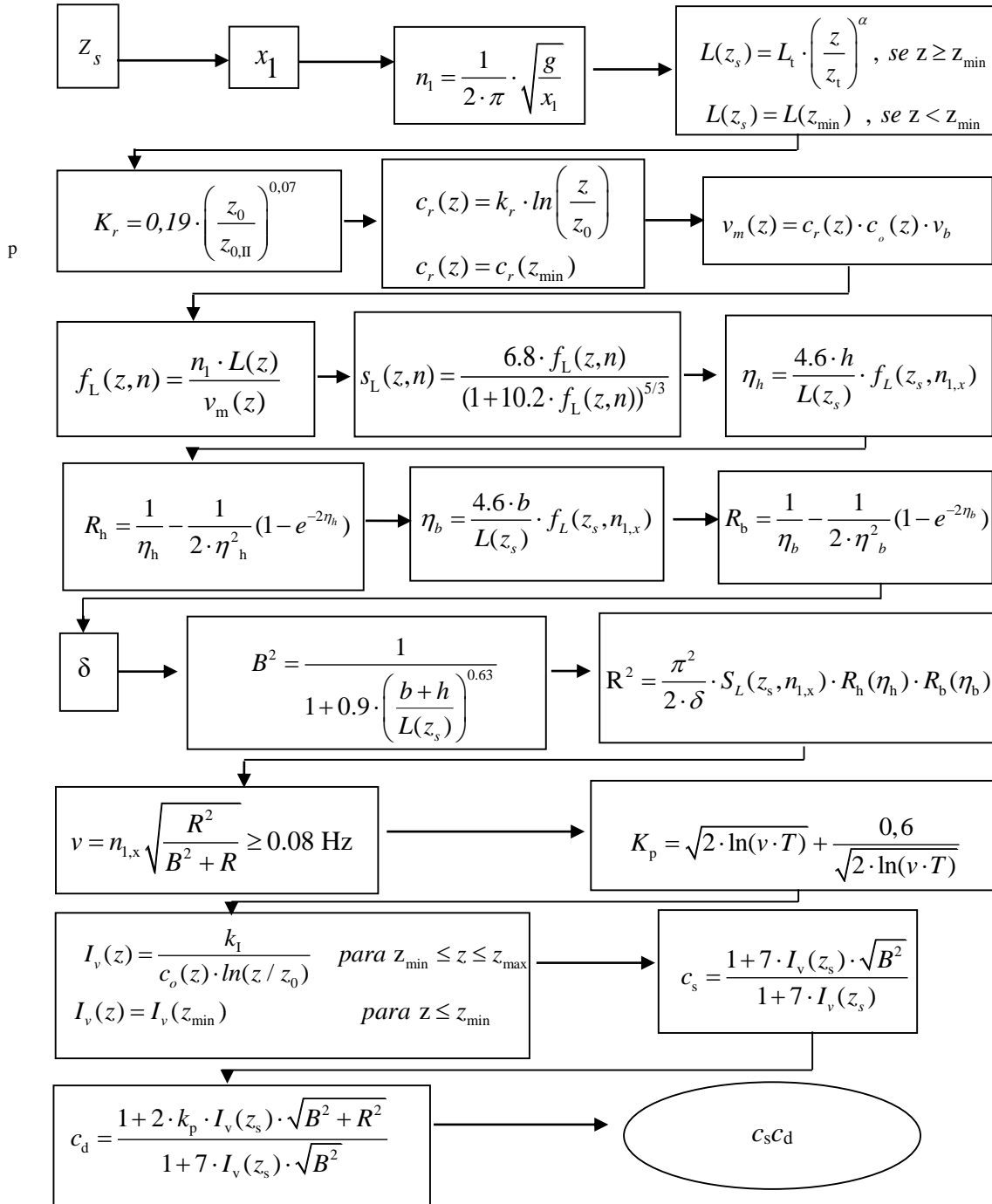


Figura 4.10 – Determinação do Coeficiente Estrutural

Em que:

z_s Altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural;

n_1 Frequência fundamental de vibração;

$L(z_s)$ Escala de turbulência à altura de referencia z_s ;

$f_L(z, n)$ Frequência adimensional;

$S_L(z,n)$ Função de densidade espectral de potência adimensional;

η_a, η_b Variáveis;

R_h, R_b Funções de admitância aerodinâmica;

δ Decremento logarítmico de amortecimento;

B^2 Coeficiente de resposta quase-estática;

R^2 Coeficiente de resposta em ressonância;

v Frequência de passagens ascendentes;

K_p Fator de pico.

Segundo a cl 6.2(1) a) da NP EN 1991-1-4 para estruturas com alturas inferiores a 15 m o coeficiente c_s, c_d poderá ser considerado igual a 1.

4.2.3.2. Ação do Vento no Pilar

Como anteriormente já foi referido a ação do vento no Pilar foi estudada para as direções x e y.

Na direção x seguiu-se o mesmo critério referido no ponto 6.2.3.1 deste documento, ação do vento na Ponte Metálica, que consiste em aplicar o método proposto pela NP EN 1991-1-4 para estruturas treliçadas, a partir da determinação dos seguintes parâmetros:

- Determinação da pressão dinâmica de pico;
- Determinação do coeficiente de força;
- Determinação do coeficiente de atrito;
- Determinação do coeficiente estrutural.

Na direção y seguiu-se o método aplicado a elementos estruturais com secção em arestas vivas.

Todos os parâmetros foram determinados da mesma forma que o descrito para a Ponte, com exceção do coeficiente de força sem efeitos de extremidade $c_{f,0}$, utilizado na determinação do coeficiente de força ($c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda$), que o Anexo Nacional da NP EN 1991-1-4 recomenda que se utilize o valor de 2.0.

4.2.4. Ação Sísmica (E)

A ação sísmica tem origem nos movimentos das placas tectónicas. Estes movimentos podem ser interplacares ou intraplacares e estão associados à libertação instantânea de energia elástica acumulada na crosta terrestre.

Neste Projeto a quantificação da ação sísmica foi efetuada segundo a NP EN 1998-1: 2010, tendo-se considerado dois tipos de Ação Sísmica:

- Ação Sísmica Tipo 1;
- Ação Sísmica Tipo 2.

A Ação Sísmica Tipo 1 está associada a um sismo mais "afastado", com maiores distâncias ao epicentro e baixas frequências, e a Ação Sísmica Tipo 2 a um sismo mais "próximo", isto é, com frequências maiores e de mais curta duração.

Estas ações podem ser estudadas através de espectros de resposta.

A determinação dos espectros tem em consideração os seguintes pontos:

- Zona sísmica;
- Tipo de terreno;
- Classe de importância e coeficiente de importância;
- Coeficiente de comportamento;
- Aceleração de referência à superfície de um terreno tipo A, a_g ;
- Coeficiente do solo S.

- **Zonas Sísmicas**

O zonamento sísmico foi feito tendo em conta o Anexo Nacional da NP EN 1998-1, que estabelece seis zonas para a Ação Sísmica Tipo 1 e cinco para a Ação Sísmica Tipo 2, conforme se apresenta na Figura 4.11.

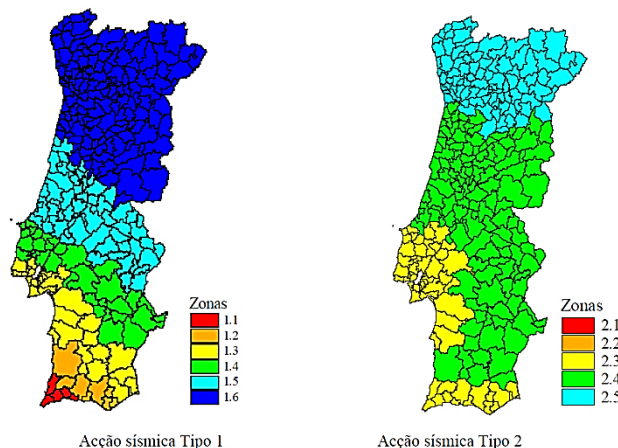


Figura 4.11 – Zonamento Sísmico em Portugal Continental (Adap. Da Figura NA:1 do EC8-1)

A Ponte Metálica está localizada em Leiria e pertence às zonas 1.5 e 2.4 para as ações Sísmicas Tipo 1 e 2 respetivamente.

A cada zona sísmica corresponde um valor da aceleração máxima de referência a_{gR} , conforme se considere a Ação Sísmica do Tipo 1 ou do Tipo 2, cujos valores estão indicados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Zonas Sísmicas – Aceleração Máxima de Referência a_{gR}

Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Zonas Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zonas Sísmicas	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2.5	2.1	2.5
1.2	2.0	2.2	2.0
1.3	1.5	2.3	1.7
1.4	1.0	2.4	1.1
1.5	0.6	2.5	0.8
1.6	0.35	-	-

Neste Projeto foram considerados os valores de a_{gR} para os Sismos Tipo 1 e 2 respetivamente 0.6 e 1.1.

- **Tipo de Terreno**

A resposta da ação sísmica está sempre ligada ao tipo de terreno.

A classificação do terreno é feita de acordo com a geologia do terreno e com outros parâmetros indicados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Tipos de Terreno (Adap. Quadro 3.1 do EC-8)

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		v_s (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	C_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	-	-
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
C	Depósitos profundos de areia compacta ou mediamente 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
D	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	
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	-	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluindo nos tipos A - E ou S_1			

A Ponte metálica está localizada num terreno classificado como do tipo B.

Os parâmetros que permitem a definição dos espectros de resposta para a Ação Sísmica Tipo 1 e Tipo 2 estão indicados nas Tabelas 4.8 e 4.9.

Tabela 4.8 – Parâmetros para definição dos Espetros de Resposta para a Ação Sísmica Tipo 1

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	1.35	0.1	0.6	2.0
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

Tabela 4.9 – Parâmetros para definição dos Espetros de Resposta para a Ação Sísmica Tipo 2

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	1.35	0.1	0.25	2.0
C	1.6	0.1	0.25	2.0
D	2.0	0.1	0.25	2.0
E	1.8	0.1	0.25	2.0

- **Classes de Importância e Coeficientes de Importância**

As estruturas são classificadas em 4 classes de importância, em função das consequências do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a proteção civil.

De acordo com a Tabela 4.10 a Ponte Metálica foi classificada como pertencente à classe de importância II.

Tabela 4.10 – Classes de Importância γ_I (Adap. Do Quadro 4.3 do EC-8)

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

As classes de importância são caracterizadas por coeficientes de importância γ_I , em função dos diferentes períodos de retorno dos sismos.

Segundo o Anexo Nacional da NP EN 1998-1 adotam-se para Portugal os valores para os coeficientes de importância indicados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Coeficientes de Importância γ_1 (Adap. Do Quadro NA-II do EC-8)

Classes de Importância	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
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

Os coeficientes de importância que foram considerados no projeto da Ponte são unitários para a Ação Sísmica do Tipo 1 e também para a Ação Sísmica do Tipo 2.

• Coeficientes de Comportamento

Os coeficientes de comportamento são utilizados de modo a reduzirem as forças calculadas a partir de uma análise linear tendo em conta a resposta não linear das estruturas.

Por sua vez os espectros de resposta de cálculo são determinados afetando os espectros elásticos pelos coeficientes de comportamento.

Os coeficientes de comportamento estão indicados na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Valores de referência dos Coeficientes de Comportamento (Adap. Quadro 7.1 cl 7.1.2(1)P)

Princípio de projeto	Classe de ductilidade	Intervalo dos valores de referência do coeficiente de comportamento q
Princípio a) Comportamento Estrutural de baixa dissipação	DCL (Baixa)	$\leq 1.5 - 2$
Princípios b) ou c) Comportamento Estrutural dissipativo	DMC (Média)	≤ 4 também limitada pelos valores do Quadro 7.2
	DCH (Alta)	unicamente limitada pelos valores do Quadro 7.2

Uma vez que foi considerada uma classe de ductilidade baixa na estrutura deste Projeto adotou-se para o coeficiente de comportamento o valor de 1.5.

- **Aceleração de Referência à superfície de um Terreno do Tipo A**

O valor de cálculo da aceleração de referência à superfície de um terreno tipo A, a_g , é obtido a partir de:

$$a_g = \Upsilon_I \cdot a_{gR} \quad (\text{Eq. 4.20})$$

Para a Ponte Metálica os valores de a_g considerados são os indicados na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 – Valores da Aceleração de Referência para as Ações Sísmicas Tipo 1 e 2

Terreno Tipo B		
Ação sísmica	Tipo 1	Tipo 2
Υ_I	1.0	1.0
a_{gR} (m/s ²)	0.6	1.1
a_g	0.6	1.1

- **Coefficiente do Solo S**

Segundo a EN NP 1998-1, cláusula NA-3.2.2.2 (2)P, para a definição do espectro de resposta elástico é também necessário determinar o valor do coeficiente do solo S, que depende da aceleração à superfície de um terreno do tipo A.

A determinação deste parâmetro é feita a partir das expressões:

$$\text{Para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{\text{máx}} \quad (\text{Eq. 4.21})$$

$$\text{Para } 1 \text{ m/s}^2 \leq a_g \leq 4 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{\text{máx}} - \frac{S_{\text{máx}} - 1}{3} (a_g - 1) \quad (\text{Eq. 4.22})$$

$$\text{Para } a_g > 4 \text{ m/s}^2 \quad S = 1 \quad (\text{Eq. 4.23})$$

Tabela 4.14 – Valores do Parâmetro S para as Ações Sísmicas Tipo 1 e 2

Terreno Tipo B		
Ação Sísmica	Tipo 1	Tipo 2
a_g	0.60	1.10
$S_{\text{máx}}$	1.35	1.35
S	1.35	1.34

As expressões utilizadas para o cálculo dos espectros de resposta de cálculo para as componentes horizontais das Ações Sísmicas dos Tipos 1 e 2, preconizadas na EN 1998-1, cláusula §3.2.2.5 (4)P, são as seguintes:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (\text{Eq. 4.24})$$

$$T_B \leq T \leq T_c : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (\text{Eq. 4.25})$$

$$T_c \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (\text{Eq. 4.26})$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_c T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (\text{Eq. 4.27})$$

O comportamento das estruturas quando solicitadas pelo sismo é também influenciado pela componente vertical desta ação.

De acordo com a NP EN 1991-8 a componente vertical da ação sísmica é considerada apenas quando o valor de a_{vg} for superior a 0.25 g, e só nos casos em que as estruturas apresentem as seguintes características:

- Elementos estruturais com vãos iguais ou superiores a 20 metros;
- Elementos em consolas com mais de 5 metros de vão;
- Elementos pré-esforçados horizontais ou quase horizontais;
- Vigas que suportam pilares.

No projeto da Ponte a componente vertical da ação sísmica não foi considerada na verificação da resistência ao sismo.

Na Figura 4.12 apresenta-se o Fluxograma que serviu de base para a análise e cálculo das Ações Sísmicas e que sintetiza a informação acima abordada.

Fluxograma da Ação Sísmica

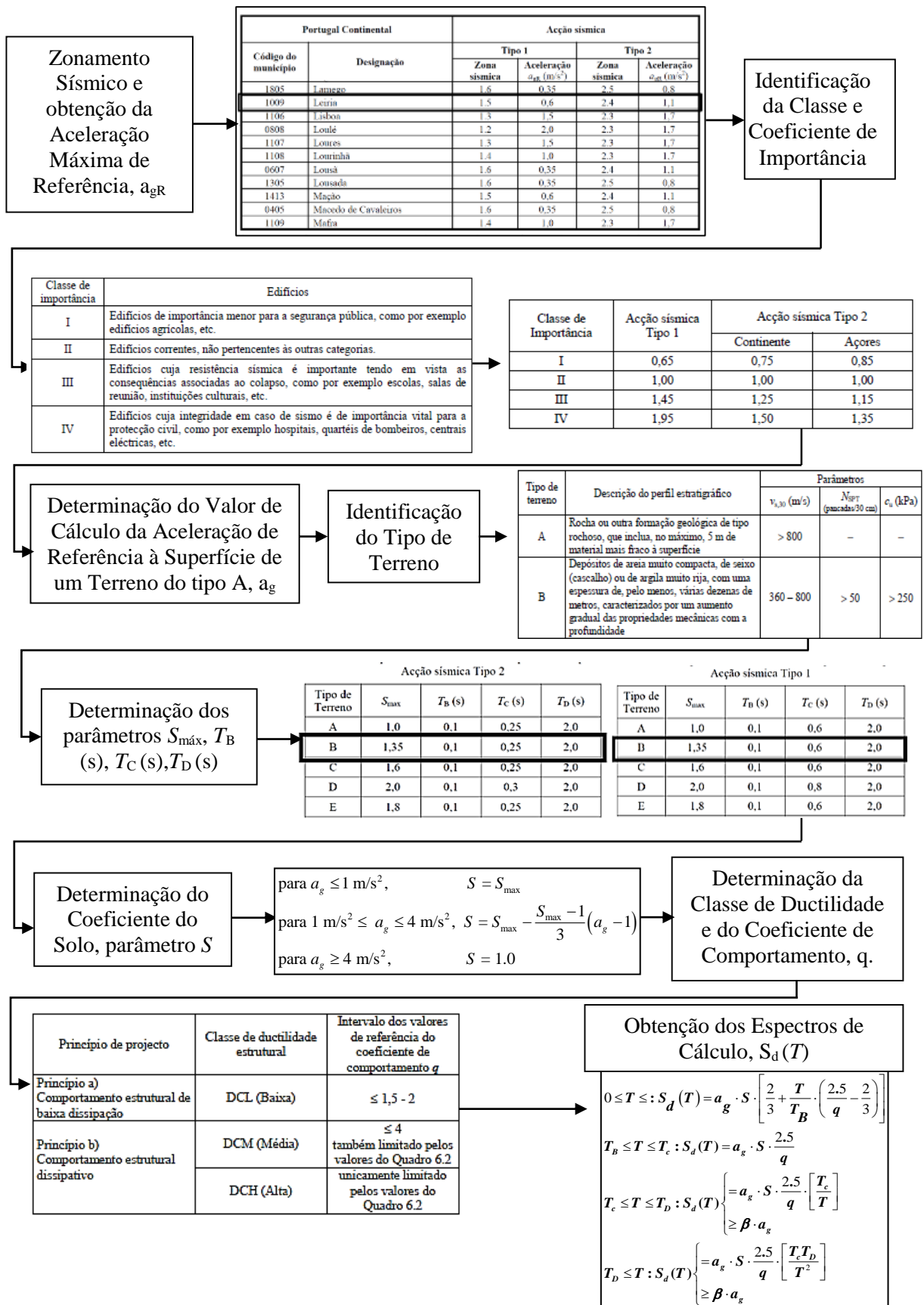


Figura 4.12 – Fluxograma da Ação Sísmica

5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA E COMBINAÇÕES DE AÇÕES

A quantificação e combinação das ações foi efetuada de acordo com a NP EN 1990.

Segundo esta norma as estruturas devem ser projetadas de modo a garantir a sua resistência, utilização e durabilidade.

As combinações de ações consistem num arranjo probabilístico de ocorrência de uma determinada ação com a ocorrência de outras em simultâneo, simulando a atuação de várias ações para um cenário extremo, de forma a manter uma margem aceitável de segurança estrutural mas evitando o sobredimensionamento.

A verificação de segurança é sempre efetuada em relação aos seguintes estados limites:

- Estados Limites Últimos;
- Estados Limites de Utilização.

Os valores dos coeficientes parciais de segurança e dos coeficientes das ações variáveis utilizados nas combinações das ações são os indicados nas Tabelas 5.1 e 5.2.

Tabela 5.1 – Valores dos Coeficientes para as Ações Variáveis

<i>Símbolos</i>	<i>Valores</i>
γ_G	1.35
γ_Q	1.5

Tabela 5.2 – Valores dos Coeficientes para as Ações Variáveis

<i>Sobrecargas</i>	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Produto transportado (SC ₁)	0.8	0.6	0.4
Técnicos de manutenção (SC ₂)	0.6	0.4	0.2
Vento	0.6	0.2	0
Temperatura	0.6	0.5	0.2

5.1. Estados Limites Últimos

As combinações de ações para a verificação da resistência aos Estados Limites Últimos deste Projeto são as indicadas nas equações 5.1 e 5.2.

- Combinação Fundamental – Situações de projeto persistentes ou transitórias

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Eq. 5.1})$$

- Combinação Sísmica – Situações de projeto sísmicas

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Eq. 5.2})$$

Em que:

G_{kj} Ações permanentes;

$Q_{k,1}$ Ação variável base;

$Q_{k,i}$ Restantes ações variáveis;

P Ação de pré-esforço;

A_{Ed} Valor de cálculo da ação sísmica;

γ_G Coeficientes parciais de segurança em ações permanentes;

γ_Q Coeficientes parciais de segurança em ações variáveis;

γ_P Coeficientes parciais de segurança em ações de pré-esforço;

Ψ_0 Coeficiente para determinação do valor de combinação para uma ação variável;

Ψ_2 Coeficiente para determinação do valor quase permanente de uma ação variável.

5.2. Estados Limites de Utilização

Os Estados Limites de Utilização referem-se ao funcionamento da estrutura em condições normais de utilização, ao conforto e também ao "aspecto" da construção.

São estados que correspondem às condições para além das quais os requisitos de utilização especificados para uma estrutura, ou para um elemento estrutural, deixam de ser satisfeitos.

- Combinação Característica – normalmente utilizada para estados limites irreversíveis.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Eq. 5.3})$$

- Combinação Frequente – normalmente usada para estados reversíveis.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \Psi_1 \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Eq. 5.4})$$

- Combinação Quase-Permanente – normalmente utilizada para os efeitos a longo prazo e para o "aspeto" das Estruturas.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Eq. 5.5})$$

Nota: A simbologia utilizada é a mesma dos Estados Limites Últimos.

5.3. Combinações de Ações

Foram estudadas todas as combinações de ações definidas regulamentarmente para este Projeto e escolhidas as que conduziram às situações mais desfavoráveis.

Tabela 5.3 – Combinações de Ações

		Combinações/ Ações	Permanentes			Variáveis									ET1	ET2	
			PP	CP1	CP2	SC1		SC2		W		T ⁺		T ⁻			
			γ	γ	γ	γ	Ψ_0	γ	Ψ_0	γ	Ψ_0	γ	Ψ_0	γ			Ψ_0
Estados Limites Últimos	Combinação Fundamental	ELU. SC1 _(T+,Wx+Wz)	1.35	1.5	1.5	1.5	1	-	-	1.5	0.6	1.5	0.6	-	-	-	-
		ELU. SC2 _(T+,Wx+Wz)	1.35	1.5	1.5	-	-	1.5	1	1.5	0.6	1.5	0.6	-	-	-	-
		ELU. (W _x +W _z) _(T+,SC1)	1.35	1.5	1.5	1.5	0.8	-	-	1.5	1	1.5	0.6	-	-	-	-
		ELU. (W _x +W _z) _(T+,SC2)	1.35	1.5	1.5	-	-	1.5	1.6	1.5	1	1.5	0.6	-	-	-	-
		ELU. T ⁺ _(Wx+Wz,SC1)	1.35	1.5	1.5	1.5	0.8	-	-	1.5	0.6	1.5	1	-	-	-	-
		ELU. T ⁺ _(Wyy,SC2)	1.35	1.5	1.5	-	-	1.5	1.6	1.5	0.6	1.5	1	-	-	-	-
		ELU. SC1 _(T-,Wx+Wz)	1.35	1.5	1.5	1.5	1	-	-	1.5	0.6	-	-	1.5	0.6	-	-
		ELU. SC2 _(T-,Wxx+Wzz)	1.35	1.5	1.5	-	-	1.5	1	1.5	0.6	-	-	1.5	0.6	-	-
		ELU. (W _x +W _z) _(T-,SC1)	1.35	1.5	1.5	1.5	0.8	-	-	1.5	1	-	-	1.5	0.6	-	-
		ELU. (W _x +W _z) _(T-,SC2)	1.35	1.5	1.5	-	-	1.5	1.6	1.5	1	-	-	1.5	0.6	-	-
		ELU. T ⁻ _(Wx+Wz,SC1)	1.35	1.5	1.5	1.5	0.8	-	-	1.5	0.6	-	-	1.5	1	-	-
		ELU. T ⁻ _(Wyy,SC2)	1.35	1.5	1.5	-	-	1.5	1.6	1.5	0.6	-	-	1.5	1	-	-
	Combinação Sísmica	ET1x _(SC)	1	1	1	1	0.4	-	-	1	0	1	0	1	0	1	0
ET1x _(SC1)		1	1	1	-	-	1	0.2	1	0	1	0	1	0	1	0	
ET1y _(SC)		1	1	1	1	0.4	-	-	1	0	1	0	1	0	1	0	
ET1y _(SC1)		1	1	1	-	-	1	0.2	1	0	1	0	1	0	1	0	
ET2x _(SC)		1	1	1	1	0.4	-	-	1	0	1	0	1	0	0	1	
ET2x _(SC1)		1	1	1	-	-	1	0.2	1	0	1	0	1	0	0	1	
ET2Y _(SC)		1	1	1	1	0.4	-	-	1	0	1	0	1	0	0	1	
ET2Y _(SC1)		1	1	1	-	-	1	0.2	1	0	1	0	1	0	0	1	
Estados Limites de Utilização	Combinação Característica	ELUti. SC1 _(T+,Wx+Wz)	1	1	1	1	1	-	-	1	0.6	1	0.6	-	-	-	-
		ELUti. SC2 _(T+,Wx+Wz)	1	1	1	-	-	1	1	1	0.6	1	0.6	-	-	-	-
		ELUti. (W _x +W _z) _(T+,SC1)	1	1	1	1	0.8	-	-	1	1	1	0.6	-	-	-	-
		ELUti. (W _x +W _z) _{(T}	1	1	1	-	-	1	1.6	1	1	1	0.6	-	-	-	-
		ELUti. T ⁺ _(Wx+Wz,SC1)	1	1	1	1	0.8	-	-	1	0.6	1	1	-	-	-	-
		ELUti. T ⁺ _(Wyy,SC2)	1	1	1	-	-	1	1.6	1	0.6	1	1	-	-	-	-
		ELU. SC1 _(T-,Wx+Wz)	1	1	1	1	1	-	-	1	0.6	-	-	1	0.6	-	-
		ELUti. SC2 _(T-,Wx+Wz)	1	1	1	-	-	1	1	1	0.6	-	-	1	0.6	-	-
		ELUti. (W _x +W _z) _(T-,SC1)	1	1	1	1	0.8	-	-	1	1	-	-	1	0.6	-	-
		ELUti. (W _x +W _z) _(T-,SC2)	1	1	1	-	-	1	1.6	1	1	-	-	1	0.6	-	-
		ELUti. T ⁻ _(Wx+Wz,SC1)	1	1	1	1	0.8	-	-	1	0.6	-	-	1	1	-	-
		ELUti. T ⁻ _(Wyy,SC2)	1	1	1	-	-	1	1.6	1	0.6	-	-	1	1	-	-

O símbolo W representa o Vento nas três direções (x, y e z) que não atuam simultaneamente. Todas as ações provenientes do Vento foram combinadas independentemente com as restantes ações.

Na Tabela 5.4 está indicada a simbologia referente à Tabela das Combinações de Ações utilizada no Projeto da Ponte.

Tabela 5.4 – Simbologia utilizada nas Combinações de Ações

<i>Símbolos</i>	<i>Designações</i>
PP	Peso próprio da Estrutura
CP ₁	Carga Permanente 1
CP ₂	Carga Permanente 2
SC ₁	Sobrecarga 1
SC ₂	Sobrecarga 2
W	Vento
T ⁺	Temperatura positiva
T ⁻	Temperatura negativa
ET1	Sismo Tipo 1
ET2	Sismo Tipo 2
ELU	Estados Limites Últimos
ELUti	Estados Limites de Utilização

6. VIGAS TRELIÇADAS

6.1. Introdução

De forma a melhor entender o pré dimensionamento realizado na Ponte e no Pilar metálico do Projeto, achou-se conveniente introduzir algumas noções relativas às estruturas treliçadas.

As treliças são estruturas lineares constituídas por "barras retas" dispostas de modo a formar painéis triangulares indeformáveis.

Permitem obter soluções económicas, sobretudo em estruturas de grandes vãos, dado o peso muito aligeirado das mesmas.

As treliças proporcionam sempre soluções com uma ótima relação resistência-peso, pois são essencialmente constituídas por barras que funcionam à tração e à compressão, sem momentos fletores significativos.

6.2. Constituição e Nomenclatura

A nomenclatura utilizada nas vigas treliçadas está indicada na Figura 6.1.

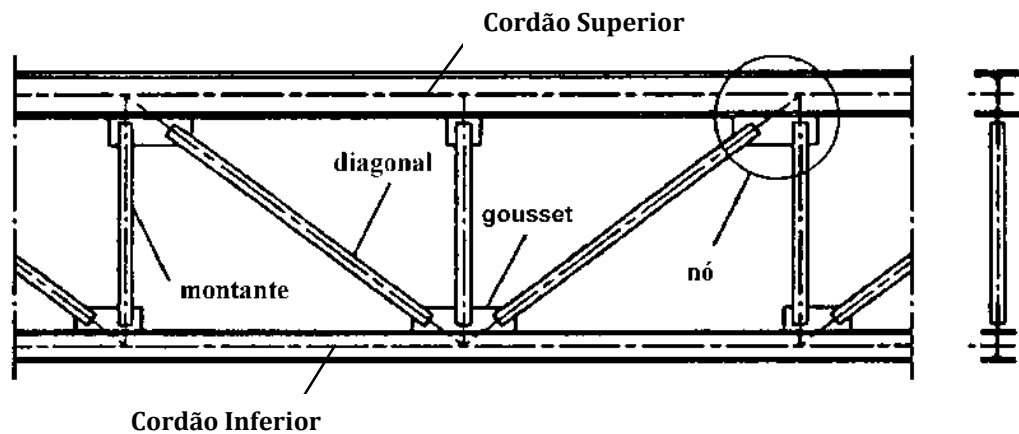


Figura 6.1 – Nomenclatura em Vigas Treliçadas

6.3. Tipos de Vigas Treliçadas

Existem diversos tipos de vigas treliçadas que se classificam conforme a geometria dos sistemas treliçados interiores.

As treliças mais comuns são:

- Treliça Tipo "Pratt" – A malha interior tem a forma de um N. Nestas estruturas as diagonais estão tracionadas e os montantes comprimidos quando os carregamentos são gravíticos.

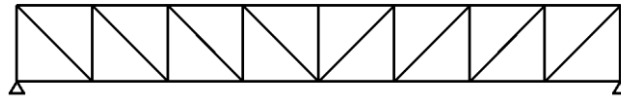


Figura 6.2 – Treliça Tipo "Pratt"

- Treliça Tipo "Warren" – A malha interior tem a forma de um W. Os esforços de tração e compressão distribuem-se alternadamente entre as diagonais e os montantes. Nestas estruturas de modo a diminuir o comprimento crítico dos cordões comprimidos interpõem-se montantes entre as diagonais, tal como se indica na figura 6.3.

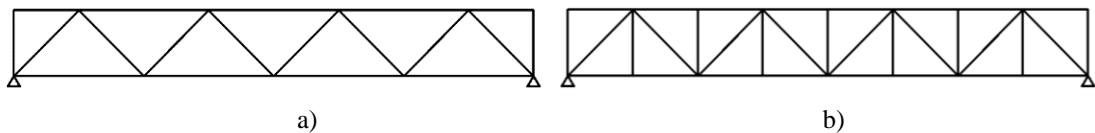


Figura 6.3 – Exemplos de Treliça Tipo "Warren"; a) Treliça "Warren" sem elementos verticais

b) Treliça "Warren" com elementos verticais;

- Treliça Tipo "Howe" – As diagonais têm uma orientação contrária à treliça de "Pratt". Esta treliça tem um bom comportamento para carregamentos anti gravíticos, uma vez que as barras de maior comprimento crítico, diagonais, ficam tracionadas e os montantes de menor comprimento crítico ficam comprimidos.

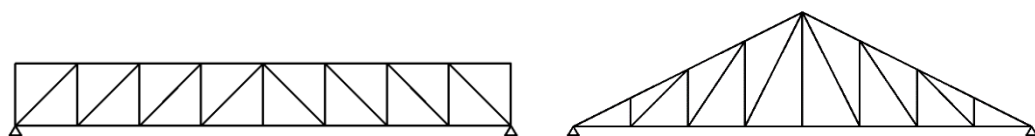


Figura 6.4 – Treliça tipo Howe (Viga e Asna)

- Treliça Tipo "K" – A malha interior tem a forma de um K. Estas estruturas utilizam-se em vigas de grande vão porque têm a vantagem de diminuir o comprimento crítico das barras comprimidas.

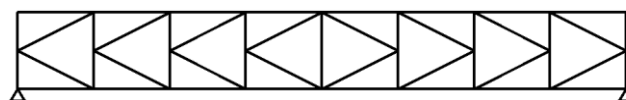


Figura 6.5 – Treliça Tipo K

6.4. Campo de Aplicação

As vigas treliçadas metálicas constituem quase sempre as soluções mais aligeiradas e económicas em comparação com a de outros materiais, nomeadamente na realização de elementos fletidos (vigas) em estruturas com vãos superiores a 20 m.

As vigas treliçadas utilizam-se em todos os tipos de estruturas, nomeadamente:

- Asnas em pavilhões;
- Estruturas de edifícios industriais;
- Pontes rolantes;
- Estruturas de contraventamento;
- Vigas aligeiradas cujos elementos constituintes podem ser barras enformadas a frio.

Podem, porém, ser "pouco económicas" em comparação com outro tipo de soluções, nomeadamente com as vigas de alma cheia, pois exigem no seu fabrico mais mão-de-obra, maior dispêndio de horas na preparação das barras, na execução das ligações e nas operações de pintura.

6.5. Conceção

Na conceção destas estruturas é necessário ter em consideração alguns aspetos, tais como:

- Escolha das seções mais apropriadas para as barras que compõem a estrutura;
- Tipo de nós;
- Tipo de ligações (soldadas ou aparafusadas);
- Processo de fabrico;
- Tipo de montagem.

Nota: As barras que constituem estas estruturas não devem ser demasiado esbeltas, esbeltezas superiores a 250, de modo a impedir deformações excessivas nas operações de transporte, limitar as vibrações e deformações durante o período da sua utilização.

6.6. Hipóteses de Cálculo

As hipóteses de cálculo que se consideram no dimensionamento destas estruturas são as seguintes:

- Os nós funcionam como "rótulas perfeitas";
- Os carregamentos são aplicados nos nós;
- Todos os eixos das barras que convergem nos diferentes nós devem intersestar-se num só ponto.

Quando não se consideram estas simplificações, devem-se quantificar os momentos secundários, recorrendo a métodos aproximados ou a programas de cálculo "mais elaborados", em que os modelos adotados traduzem de um modo mais real o funcionamento destas estruturas.

6.7. Critérios de Pré-dimensionamento

Indicam-se os critérios de pré-dimensionamento utilizados neste tipo de estruturas.

- *Treliça tipo "Pratt"*

A determinação dos esforços nas barras mais solicitadas dos cordões superiores e inferiores, a meio vão, e das diagonais e dos prumos, junto aos apoios, ver figura 6.7, é feita com base na analogia de uma viga de alma cheia, ver figura 6.6, sujeita aos mesmos carregamentos, retirando-se os esforços máximos de flexão e esforço transversal dos respetivos diagramas.

O pré-dimensionamento é realizado com base nos elementos a seguir indicados.

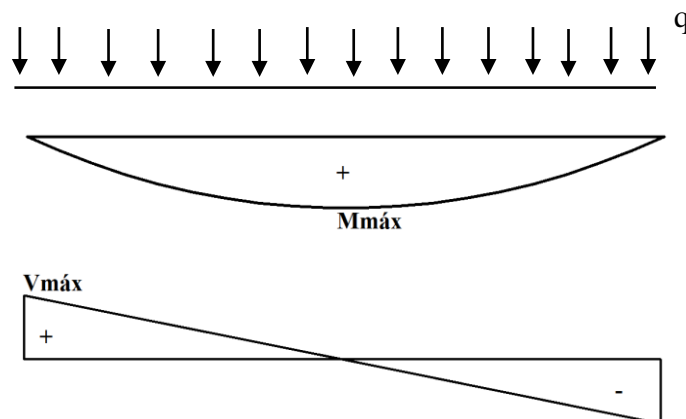


Figura 6.6 – Diagramas dos Momentos Fletores e dos Esforços Transversos

Em que o Momento máximo ($M_{\text{máx}}$) e o Esforço Transverso máximo ($V_{\text{máx}}$) indicados na figura 6.6, são dados por:

$$M_{\text{max}} \approx \frac{qL^2}{8} \quad (\text{Eq. 6.1})$$

$$V_{\text{max}} \approx \frac{qL}{2} \quad (\text{Eq. 6.2})$$

Os esforços nas barras mais solicitadas são calculados pelas expressões 6.3 e 6.4.

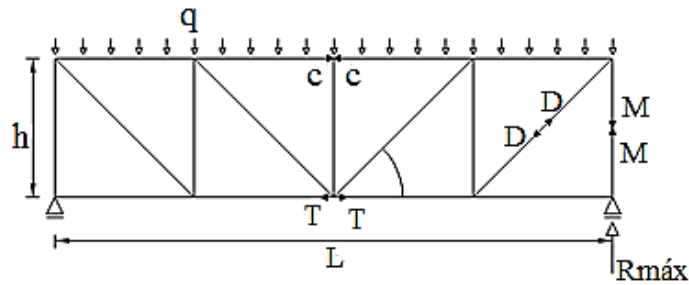


Figura 6.7 – Treliça Pratt

➤ Esforços nos cordões superiores e inferiores mais solicitados:

$$c = T = \frac{M_{\text{max}}}{h} \quad (\text{Eq. 6.3})$$

➤ Esforço na diagonal mais solicitada:

$$D = \frac{V_{\text{max}}}{\text{sen}\alpha} \quad (\text{Eq. 6.4})$$

• **Treliça Tipo "Warren"**

A determinação dos esforços nas barras mais solicitadas dos cordões superiores e inferiores, a meio vão, e das diagonais e prumos, junto aos apoios, ver figura 6.8, é realizada a partir dos mesmos princípios da Treliça tipo "Pratt".

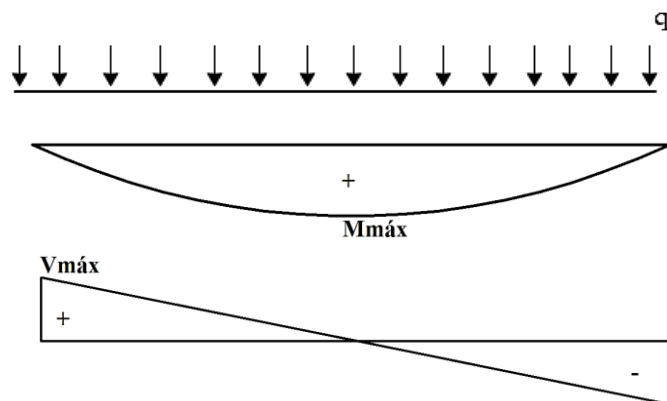


Figura 6.8 – Diagramas dos Momentos Fletores e Esforços Transversos

Em que o Momento máximo ($M_{\text{máx}}$) e o Esforço Transverso máximo ($V_{\text{máx}}$) determinados na Figura 6.8, são iguais a:

$$M_{\text{max}} \approx \frac{qL^2}{8} \quad (\text{Eq. 6.5})$$

$$V_{\text{max}} \approx \frac{qL}{2} \quad (\text{Eq. 6.6})$$

Os esforços nas barras mais solicitadas são calculados pelas expressões 6.7 e 6.8.

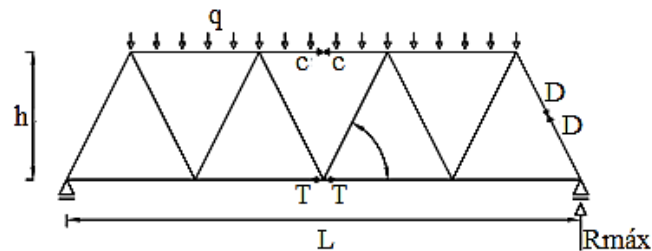


Figura 6.9 – Treliça Warren

Em que:

- Esforços nos cordões superiores e inferiores mais solicitados:

$$c = T = \frac{M_{\text{max}}}{h} \quad (\text{Eq. 6.7})$$

- Esforço na diagonal mais esforçada:

$$D = \frac{V_{\text{max}}}{\text{sen}\alpha} \quad (\text{Eq. 6.8})$$

Nota: A determinação dos esforços neste tipo de estruturas pode ser feita a partir do método de "Ritter" ou do método do "Equilíbrio dos Nós".

7. NOÇÕES GERAIS DE ENCURVADURA – COMPRESSÃO

7.1. Carga Crítica Elástica

A encurvadura é um fenómeno de instabilidade que se caracteriza pela ocorrência de grandes deformações transversais em elementos sujeitos a esforços de compressão.

Em estruturas metálicas estes comportamentos assumem particular importância, pois devido à elevada resistência do aço, as barras destas estruturas apresentam em geral esbeltezas elevadas.

Com base na teoria da estabilidade elástica é possível deduzir a carga crítica elástica, carga crítica de "Euler", valor do esforço axial para o qual o elemento passa a exibir deformações não exclusivamente axiais.

Na Figura 7.1 ilustra-se de uma forma simplificada o fenómeno de encurvadura numa peça comprimida isenta de imperfeições.

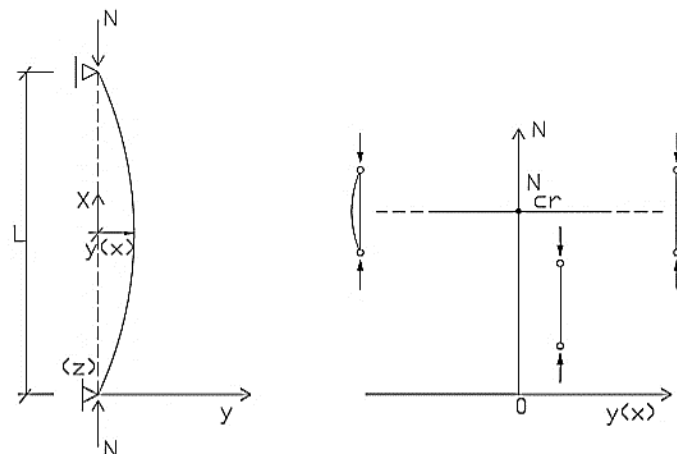


Figura 7.1 – Encurvadura num elemento bi-rotulado

A carga crítica elástica num elemento bi – rotulado, com seções e esforço axial constantes é traduzida pela equação 7.1, a partir das seguintes condições:

- Material com comportamento elástico linear;
- Peça isenta de imperfeições geométricas e de tensões residuais;
- Carga perfeitamente centrada;
- Teoria dos pequenos deslocamentos.

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} + N y = 0 \quad (\text{Eq. 7.1})$$

Em que E é o módulo de elasticidade do material e I a inércia da secção transversal em relação ao eixo transversal ao plano onde ocorre a deformação.

Desenvolvendo a expressão anterior obtém-se a expressão da carga crítica:

$$N_{cr} = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2} \quad (\text{com } n = 1, 2, \dots) \quad (\text{Eq. 7.2})$$

A primeira carga crítica ($n = 1$) conduz à expressão:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (\text{Eq. 7.3})$$

e corresponde à carga que confere à coluna a menor energia potencial, sendo por conseguinte a carga para a qual a coluna irá encurvar.

Para cargas críticas superiores à primeira ($n > 1$) a configuração é instável a menos que esteja impedida de se deslocar transversalmente.

A Figura 7.2 ilustra a configuração da deformada para alguns valores de n.

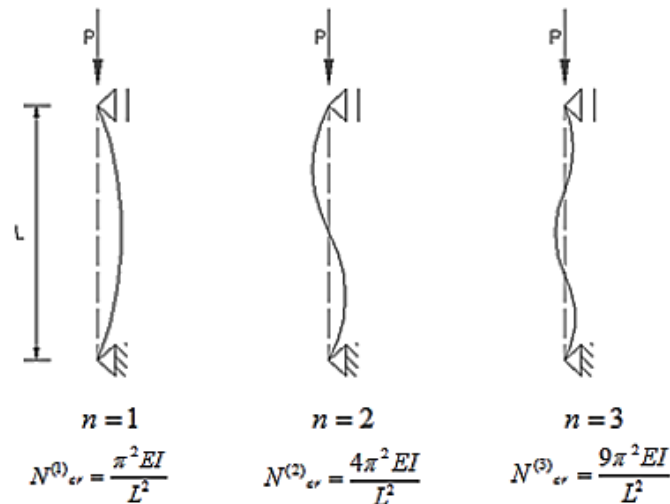


Figura 7.2 – Cargas Críticas e Modos de Encurvadura

Deste modo, conclui-se que num elemento em condições ideais, elemento que respeita as condições anteriormente descritas, a resistência à encurvadura depende da rigidez da secção transversal, do seu comprimento e também das condições de ligação ao exterior.

7.2. Comprimento Crítico de Encurvadura

A avaliação do comprimento crítico de encurvadura constitui um dos passos mais importantes no dimensionamento de elementos à compressão.

Na Figura 7.3 estão indicados os comprimentos de encurvadura em elementos lineares isolados para diferentes condições de ligação ao exterior.

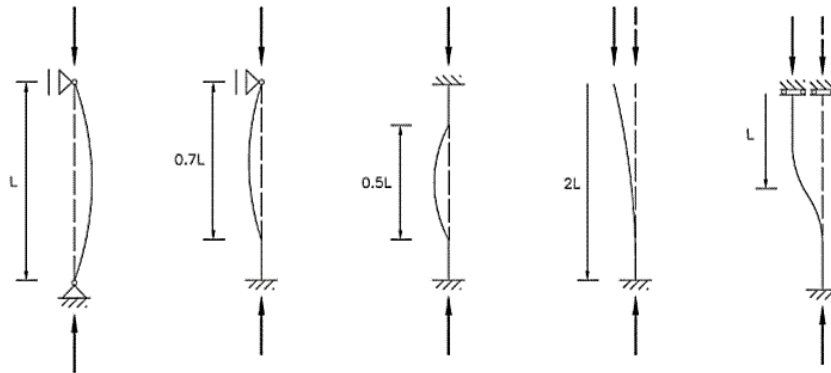


Figura 7.3 – Comprimentos Críticos L_{cr} em colunas isoladas para diferentes condições de ligação ao exterior, em função do comprimento real L .

Nas treliças por serem estruturas onde as barras estão essencialmente sujeitas a esforços de tração e de compressão, torna-se indispensável a determinação dos comprimentos críticos de encurvadura, tanto no plano da estrutura como no plano perpendicular à estrutura.

Na Figura 7.4 indicam-se os comprimentos críticos de encurvadura que ocorrem nas barras do cordão comprimido de uma estrutura treliçada.

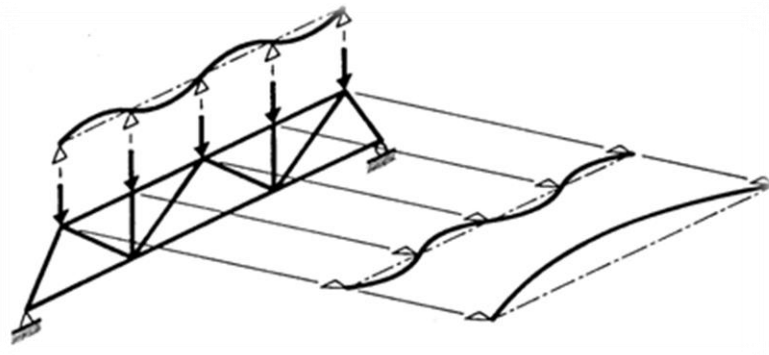


Figura 7.4 – Encurvadura nos Elementos Comprimidos de uma treliça

Quando a encurvadura se dá no plano da estrutura, os nós constituem pontos de apoio fixos devido à presença das diagonais e dos prumos que impedem os deslocamentos limitando os comprimentos críticos.

Quando a encurvadura se dá no plano perpendicular à estrutura, os nós da estrutura já não constituem pontos de apoio fixos pois não impedem os deslocamentos, a não ser em determinados casos específicos, em que o deslocamento é impedido por meios apropriados como acontece nos diafragmas ligados a sistemas de contraventamento.

8. CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

8.1. Estruturas Metálicas

A verificação da segurança da estrutura metálica foi feita a partir de Folhas de Cálculo e Ábacos desenvolvidos em "Excel", com base nas expressões de dimensionamento de secções transversais e de elementos (colunas, vigas e colunas-viga) da NP EN 1993-1-1, que permitiram comparar e validar os resultados de dimensionamento obtidos no programa de cálculo automático "SAP2000" e de outros *softwares* igualmente utilizados.

Os coeficientes parciais de segurança que foram considerados são os definidos no Eurocódigo 3 e constam da Tabela 8.1.

Tabela 8.1 – Coeficientes parciais de segurança para a resistência de secções transversais e elementos

<i>Siglas</i>	<i>Descrição</i>	<i>Valores</i>
γ_{M0}	Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe.	1.0
γ_{M1}	Coeficiente parcial de segurança para a resistência de elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento	1.0
γ_{M2}	Coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação	1.25

O aço utilizado foi o aço S235 JR cujas características principais se encontram definidas na Tabela 8.2.

Tabela 8.2 – Características do Aço utilizado

<i>Aço S235 JR</i>		
f_y	Tensão de cedência	235 Mpa
f_u	Tensão última ou de rotura	360 Mpa
E	Módulo de Elasticidade	210 Gpa

O fluxograma da Figura 8.1 indica os critérios utilizados.

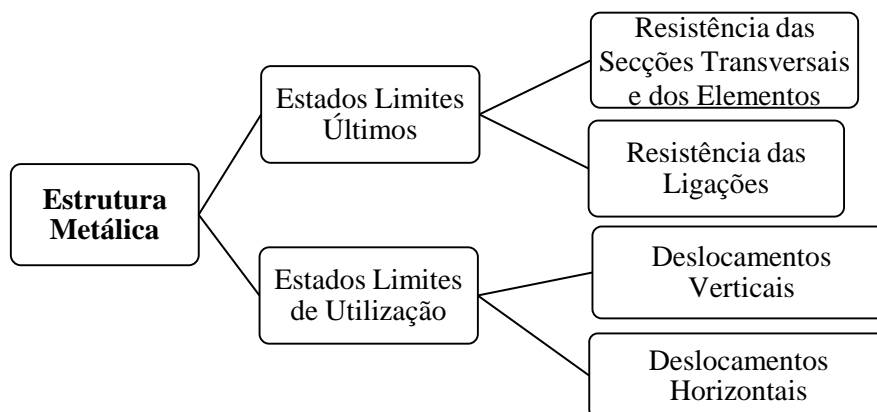


Figura 8.1 – Critérios de Dimensionamento da Estrutura Metálica

8.1.1. Estados Limites Últimos

Estão indicados nos fluxogramas seguintes as expressões de dimensionamento definidas pela NP EN 1993-1-3, referentes quer à resistência de secções sujeitas a esforços isolados (tração, compressão, flexão, esforço transversal), quer aos esforços combinados (compressão + flexão, flexão + esforço transversal).

Incluem-se, também, fluxogramas de dimensionamento de elementos à encurvatura (colunas, vigas e colunas-viga).

8.1.1.1. Resistência das Secções Transversais

Esforço Axial de Tração

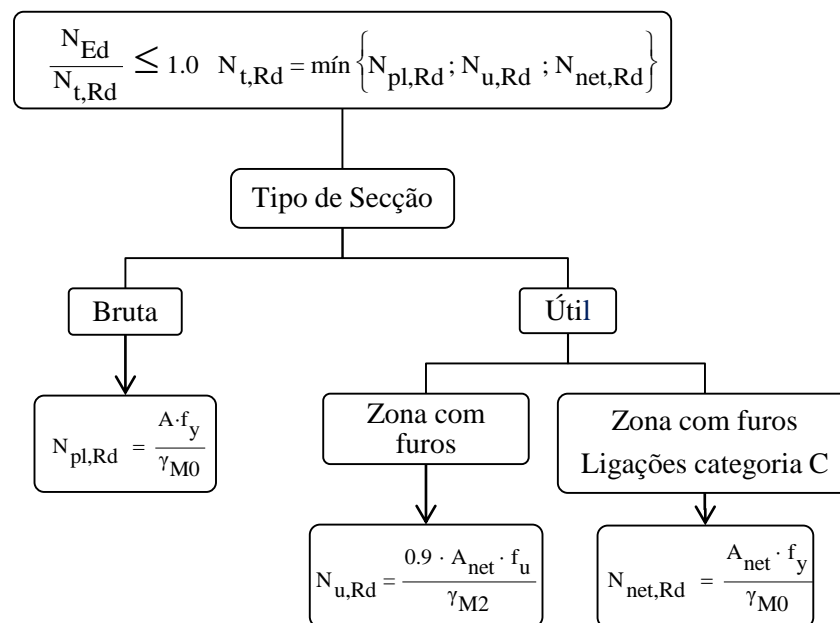


Figura 8.2– Fluxograma de dimensionamento de Secções à Tração

Em que:

N_{Ed} Valor de cálculo do esforço de tração;

$N_{t,Rd}$ Esforço normal resistente de tração;

$N_{pl,Rd}$ Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta;

$N_{u,Rd}$ Valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação;

$N_{net,Rd}$ Esforço normal resistente de tração da secção útil na zona com furos de ligação, para ligações da Categoria C;

- A Área da secção transversal;
- A_{net} Área útil da secção transversal;
- F_y Tensão de cedência;
- f_u Tensão última.

Esforço Axial de Compressão

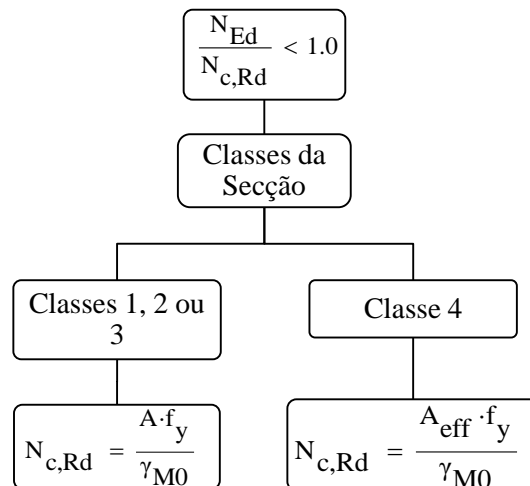


Figura 8.3 – Fluxograma de dimensionamento de Secções à Compressão

Em que:

- N_{Ed} Valor de cálculo do esforço de compressão;
- $N_{c,Rd}$ Valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão uniforme;
- A Área de uma secção transversal;
- A_{eff} Área útil de uma secção transversal;
- f_y Tensão de cedência.

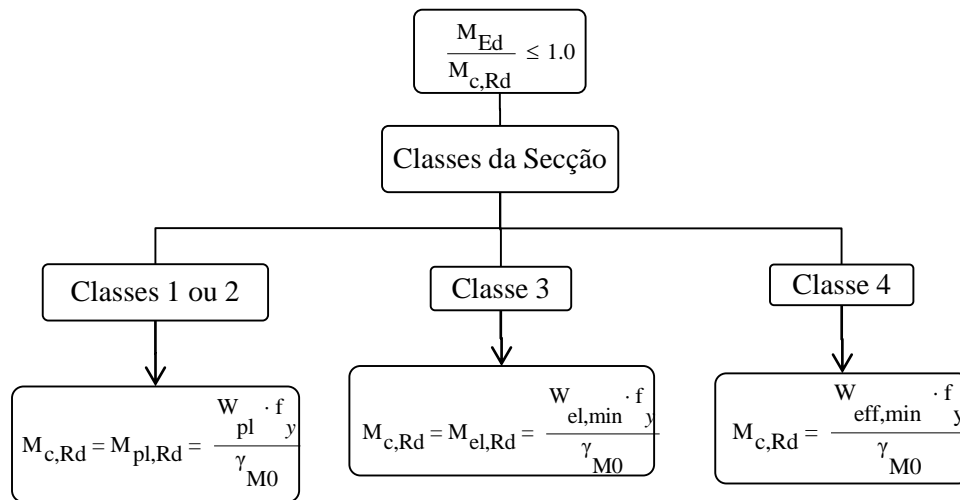
Momento Fletor

Figura 8.4 – Fluxograma de dimensionamento de Secções à Flexão Simples

Sendo:

M_{Ed} Valor de cálculo do momento fletor;

$M_{c,Rd}$ Valor de cálculo do momento fletor resistente de uma secção transversal;

$M_{pl,Rd}$ Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico de uma secção transversal;

$M_{el,Rd}$ Valor de cálculo do momento fletor resistente elástico 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;

f_y Tensão de cedência;

γ_{M0} Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe.

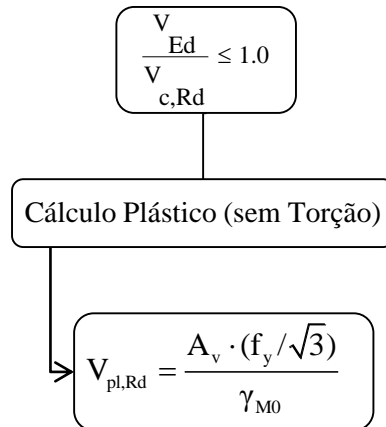
Esforço Transverso

Figura 8.5 – Fluxograma de dimensionamento de Secções ao Esforço Transverso

Em que:

V_{Ed} Valor de cálculo do esforço transverso;

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

$V_{pl,Rd}$ Valor de cálculo do esforço transverso plástico resistente na ausência de torção;

A_v Área resistente ao esforço transverso;

f_y Tensão de cedência.

Flexão com Esforço Transverso

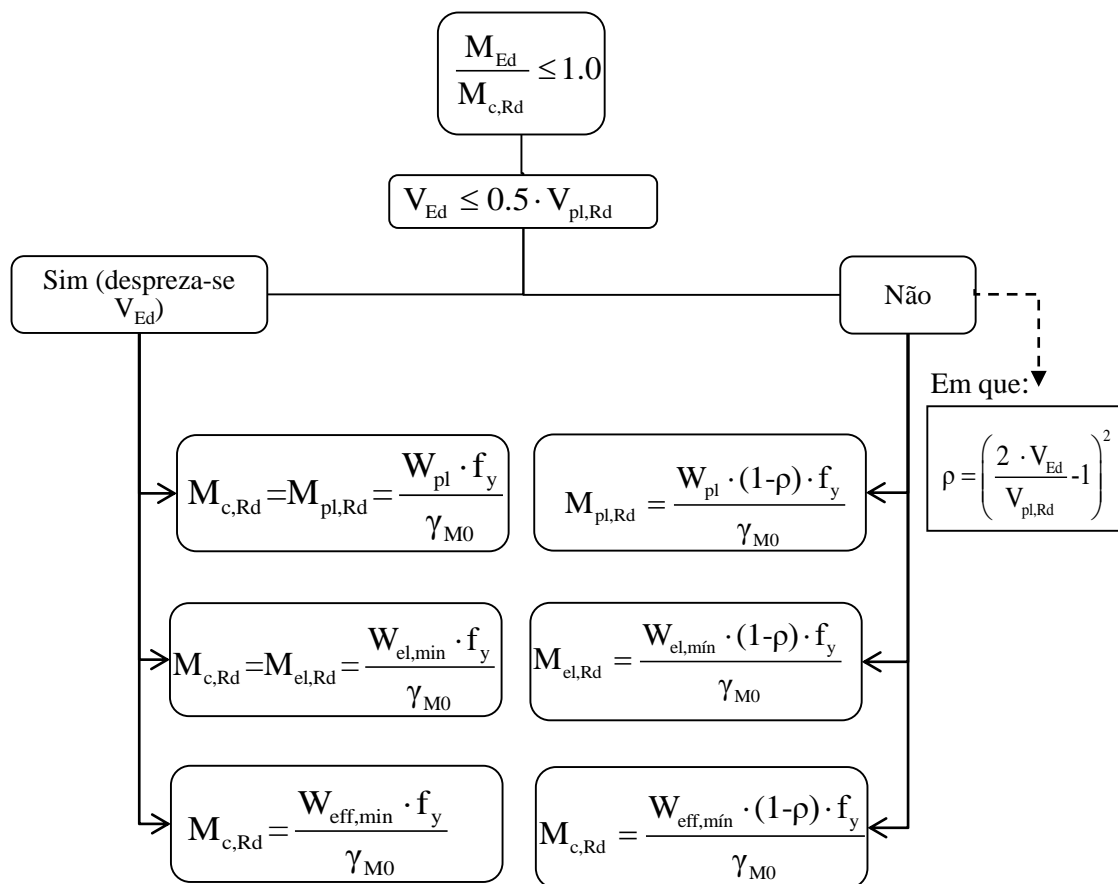


Figura 8.6 – Fluxograma de dimensionamento de Secções à Flexão com Esforço Transverso

Em que:

 M_{Ed} Valor de cálculo do momento fletor; $M_{c,Rd}$ Valor de cálculo do momento fletor resistente de uma secção transversal; V_{Ed} Valor de cálculo do esforço transverso; $V_{pl,Rd}$ Valor de cálculo do esforço transverso plástico resistente na ausência de torção; $M_{pl,Rd}$ Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico de uma secção transversal; $M_{el,Rd}$ Valor de cálculo do momento fletor resistente elástico 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; ρ Coeficiente de redução empregue na determinação dos valores de cálculo dos momentos fletores resistentes tendo em conta a interação com os esforços transversos.

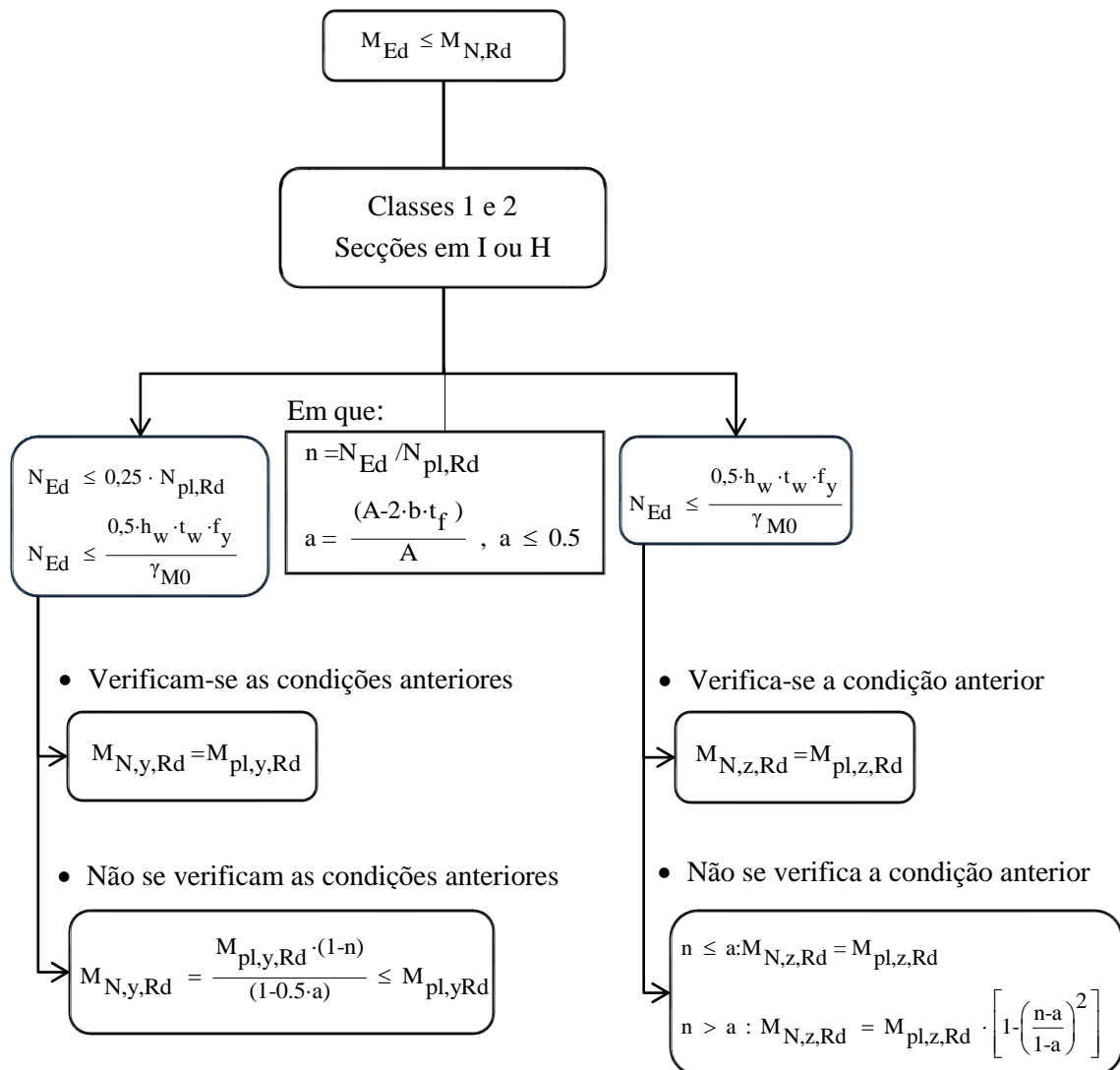
Flexão Composta M + N

Figura 8.7 – Fluxograma de dimensionamento de Secções à Flexão Composta

Em que:

M_{Ed} Valor de cálculo do momento fletor;

$M_{N,Rd}$ Valor de cálculo do momento fletor resistente reduzido pela interação com o esforço normal;

$M_{N,y,Rd}$ Valor de cálculo do momento fletor resistente reduzido pela interação com o esforço normal em relação ao eixo y-y;

$M_{N,z,Rd}$ Valor de cálculo do momento fletor resistente reduzido pela interação com o esforço normal em relação ao eixo z-z;

$M_{pl,y,Rd}$ Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico de uma secção transversal em relação ao eixo y-y;

- $M_{pl,z,Rd}$ Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico de uma secção transversal em relação ao eixo z-z;
- N_{Ed} Valor de cálculo do esforço normal;
- $N_{pl,Rd}$ Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta;
- h_w Altura da alma;
- t_w Espessura da alma;
- b Largura total;
- t_f Espessura dos banzos;
- A Área de uma secção transversal;
- a Relação entre a área da alma e a área de uma secção transversal;
- n Relação entre os valores de cálculo dos esforços normais atuantes e resistentes plásticos de uma secção transversal bruta.

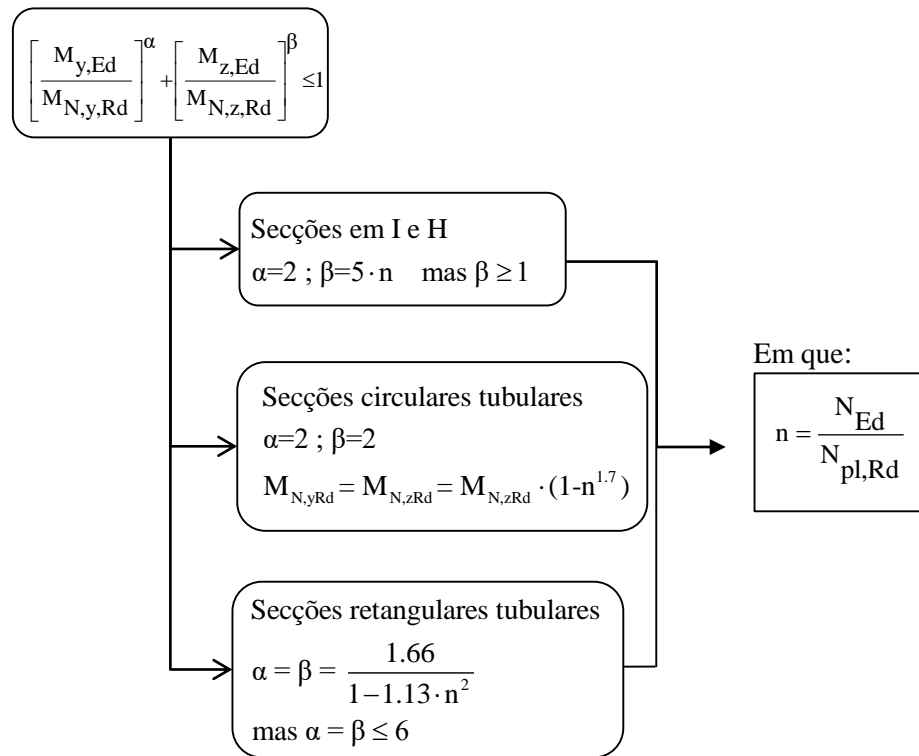
Flexão Desviada $M_y + M_z$ 

Figura 8.8 – Fluxograma de dimensionamento de Secções à Flexão Desviada

Em que:

$M_{N,y,Rd}$ Valor de cálculo do momento fletor resistente reduzido pela interação com o esforço normal em relação ao eixo y-y;

$M_{N,z,Rd}$ Valor de cálculo do momento fletor resistente reduzido pela interação com o esforço normal em relação ao eixo z-z;

$M_{y,Ed}$ Valor de cálculo do momento fletor atuante em relação ao eixo y-y;

$M_{z,Ed}$ Valor de cálculo do momento fletor atuante em relação ao eixo z-z;

N_{Ed} Valor de cálculo do esforço normal;

$N_{pl,Rd}$ Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta;

n Relação entre os valores de cálculo dos esforços normais atuantes e resistentes plásticos de uma secção transversal bruta;

α, β Parâmetros que têm em consideração o efeito da flexão desviada;

Flexão Composta com Esforço Transverso

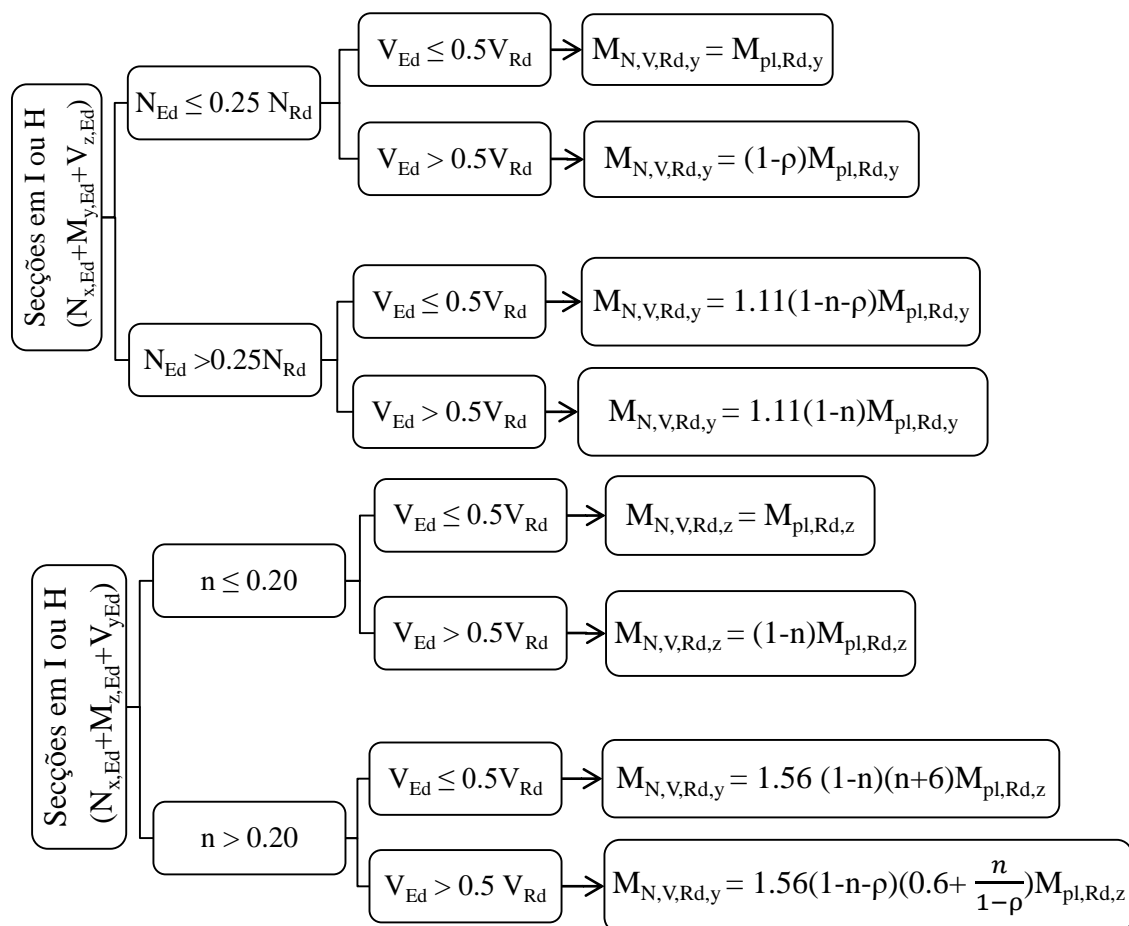


Figura 8.9 – Fluxograma de dimensionamento de Seções à Flexão Composta com Esforço Transverso

Em que:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{e} \quad \rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Os níveis de carga "baixos" e "elevados" indicados no fluxograma da Figura 10.9 são classificados de acordo com as expressões apresentadas na Tabela 8.3.

Tabela 8.3 – Níveis de Carga

<i>Nível de Carga</i>		
<i>Esforços</i>	<i>Baixo</i>	<i>Elevado</i>
Axial	$N_{Ed} \leq 0.25N_{Rd}$	$N_{Ed} > 0.25N_{Rd}$
Transverso	$V_{Ed} \leq 0.5V_{Rd}$	$V_{Ed} > 0.5V_{Rd}$

Sendo:

N_{Ed}	Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em relação ao eixo z-z;
$N_{x,Ed}$	Valor de cálculo do esforço normal;
N_{Rd}	Valor de cálculo do esforço normal resistente;
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transverso;
$V_{z,Ed}$	Valor de cálculo do esforço transverso atuante em relação ao eixo z-z;
$V_{y,Ed}$	Valor de cálculo do esforço transverso atuante em relação ao eixo y-y;
V_{Rd}	Valor de cálculo do esforço transverso resistente;
$M_{y,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante em relação ao eixo y-y;
$M_{z,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante em relação ao eixo z-z;
$M_{N,V,Rd,y}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente reduzido pela interação com o esforço normal e com o esforço transverso em y-y;
$M_{N,V,Rd,z}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente reduzido pela interação com o esforço normal e com o esforço transverso em z-z;
$M_{pl,Rdy}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em relação ao eixo y-y;
$M_{pl,Rdz}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em relação ao eixo z-z;
n	Relação entre os valores de cálculo dos esforços normais atuantes e resistentes plásticos de uma secção transversal bruta;
ρ	Coeficiente de redução dos valores de cálculo dos momentos fletores resistentes tendo em conta a interação com os esforços transversos.

8.1.1.2. Resistência dos Elementos à Encurvadura

Elementos Uniformes Comprimidos – Colunas

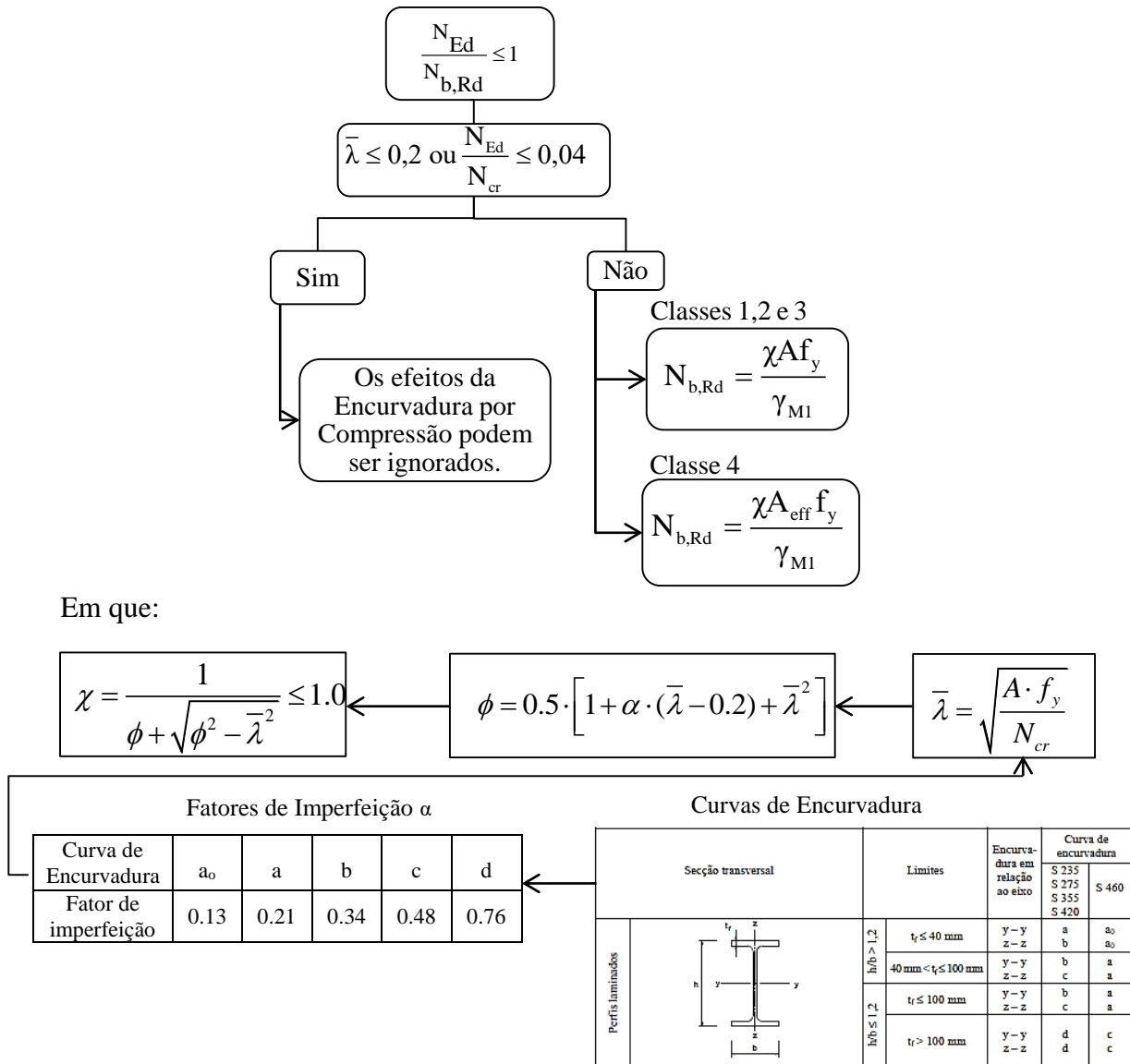


Figura 8.10 – Verificação da Resistência à Encurvadura de Elementos Comprimidos - Colunas

Onde:

 N_{Ed} Valor de cálculo do esforço normal; $N_{b,Rd}$ Valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido; N_{cr} Valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástica considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta; A Área de uma secção transversal; f_y Tensão de cedência;

- $\bar{\lambda}$ Esbelteza normalizada;
- χ Coeficiente de redução para a curva de dimensionamento relevante;
- A_{eff} Área útil de uma secção transversal.

Elementos Uniformes em Flexão – Vigas

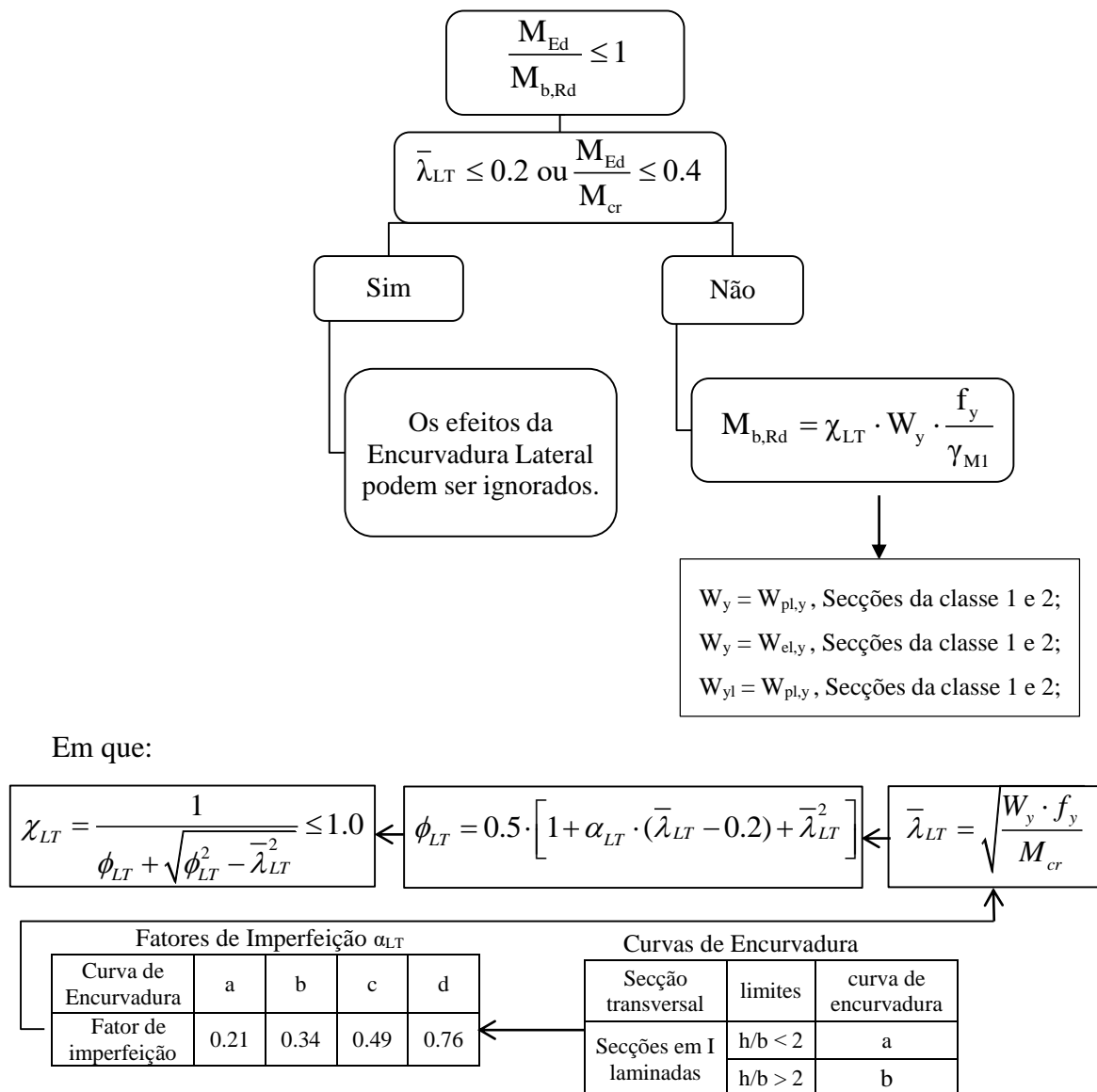


Figura 8.11 – Fluxograma da verificação da Resistência à Encurvadura de Elementos solicitados à Flexão

Onde:

M_{Ed} Valor de cálculo do momento fletor;

$M_{b,Rd}$ Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral por flexão-torção;

M_{cr} Momento crítico elástico de encurvadura lateral;

$W_{pl,y}$ Módulo de flexão plástico de uma secção transversal em relação ao eixo y-y;

$W_{el,y}$ Módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal em relação ao eixo y-y;

- $W_{\text{eff},y}$ Módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efetiva em relação ao eixo y-y;
- f_y Tensão de cedência;
- γ_{M1} Coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento;
- χ_{LT} Coeficiente de redução para encurvadura lateral;
- $\bar{\lambda}$ Esbelteza normalizada para a encurvadura lateral;
- $\bar{\lambda}_{LT,0}$ Comprimento do patamar das curvas de dimensionamento à encurvadura lateral de vigas constituídas por perfis laminados e soldados equivalentes.

Elementos Uniformes em Flexão Composta com Compressão – Colunas - Viga

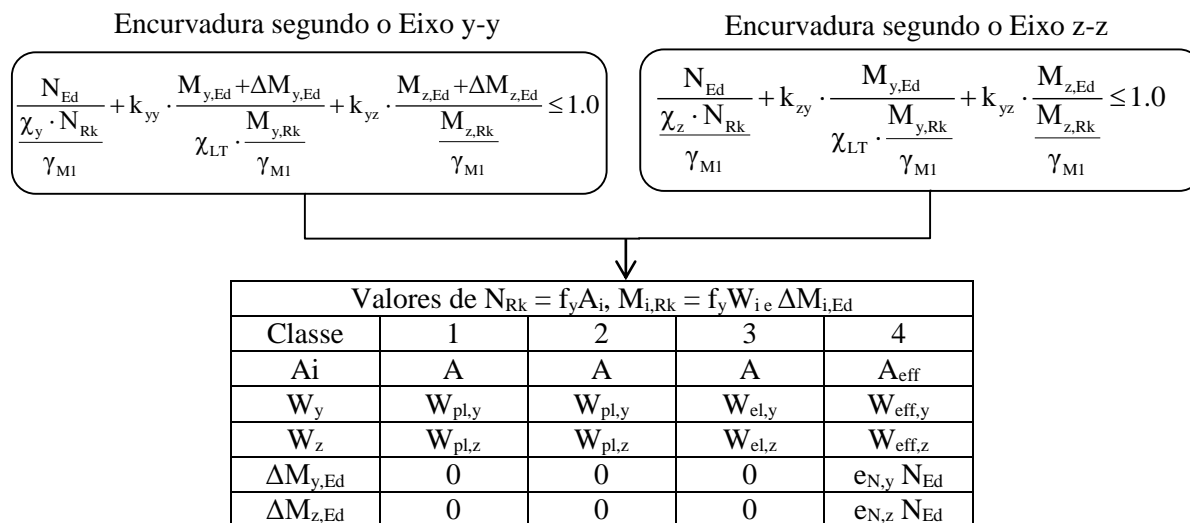


Figura 8.12 – Fluxograma para a verificação da Resistência à Encurvadura de Elementos solicitados à Flexão Composta com Compressão

Em que:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ Valores de cálculo do esforço axial de compressão e dos momentos máximos no elemento em relação aos eixos y-y e z-z;

χ Coeficiente de redução para a curva de dimensionamento relevante;

χ_{LT} Coeficiente de redução para encurvadura lateral;

K_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} Fatores de interação.

Fatores de Interação K_{ij}

Os fatores de interação utilizados no dimensionamento de elementos uniformes em flexão composta com compressão neste Projeto, foram determinados pelo Método 2 (Austro-Alemão) do Anexo B do EC3-1-1, e estão apresentados na Tabela 8.4.

Tabela 8.4 – Fatores de Interação k_{ij} (Adap. Dos Quadros B.1 e B.2 do Anexo B do EC3-1-1)

Fatores de Interação	Tipos de Secção	Propriedades plásticas das secções transversais Classes 1 e 2
k_{yy}	Secções em I	$c_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq c_{my} \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}		$0.6k_{zz}$
k_{zy}		$\left[1 - \frac{0.1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0.25) \chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0.1}{c_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ para $\bar{\lambda}_z < 0.4$: $k_{zy} = 0.6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0.1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0.25) \chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
k_{zz}		$c_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0.6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq c_{mz} \left(1 + 1.4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Na Figura 8.13 indica-se como é realizada a determinação dos Coeficientes de Momento Uniforme equivalentes C_m , em função da forma dos diagramas de momentos fletores.


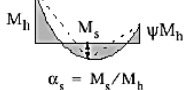

Diagrama de momentos	Domínio de aplicação	C_{my} e C_{mz} e C_{mLT}	
		Carga uniforme	Carga concentrada
 ψM	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 M_h $\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 M_h $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$

Figura 8.13 – Coeficientes de Momento Uniforme Equivalente C_m (Adap. Do Quadro B.3 no Anexo B do EC3-1-1)

8.1.2. Estados Limites de Utilização

Foram também realizadas as verificações aos Estados Limites de Utilização preconizados no Eurocódigo 3 parte 1-1.

Os Estados Limite de Utilização nos Edifícios têm em conta critérios relacionados com a rigidez dos pavimentos, diferença de nível entre pisos, deslocamentos laterais dos pisos e edifícios, etc.

Os critérios de "rigidez" determinam limites para os deslocamentos verticais e para as vibrações, enquanto que os critérios de deslocamentos laterais podem ser traduzidos em termos de limites para estes mesmos deslocamentos.

8.1.2.1. Deslocamentos Verticais

Os limites dos deslocamentos verticais devem ser acordados com o Dono de Obra e especificados para cada projeto.

Quando não se definem valores específicos com o Dono de Obra, os valores limites para os deslocamentos verticais devem ser calculados de acordo com o Anexo Nacional da NP EN 1993-1-1 utilizando as combinações de ações apropriadas, de acordo com os valores limites da Figura 8.14 e indicados na Tabela 8.5.

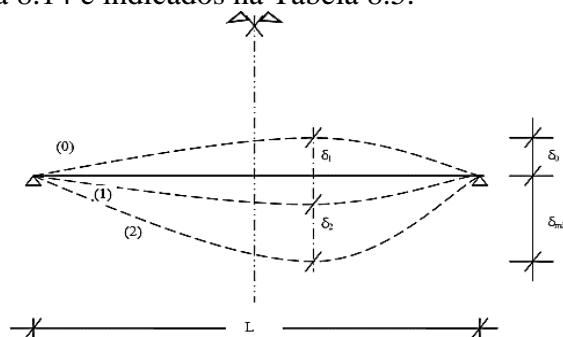


Figura 8.14 – Definição dos Deslocamentos Verticais

Em que a flecha no estado final relativamente à linha reta que une os apoios δ_{\max} é calculada pela expressão 8.1.

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (\text{Eq. 8.1})$$

Onde:

- δ_0 Contra – flecha da viga no estado não carregado (Estado (0));
- δ_1 Variação da flecha da viga devida às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação (Estado (1));

δ_2 Variação da flecha da viga devida à ação variável base, associada aos valores de combinação das restantes ações variáveis (Estado (2)), isto é: $Q_{K,1} + \sum_{i \neq 1}^m \psi_{0,i} Q_{K,i}$.

Tabela 8.5 – Valores recomendados para os Limites do Deslocamento Vertical

Condições	Limites (Ver Figura 10.14)	
	δ_{max}	δ_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 e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias 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 δ_{max} possa afetar o aspeto do edifício	L/250	-
Nota: No caso geral L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.		

8.1.2.2. Deslocamentos Horizontais

Quando não se definem também os valores para os deslocamentos horizontais com o Dono de Obra, os valores limites recomendados para os deslocamentos no topo dos pilares, para as combinações características são os seguintes:

- Pórticos sem aparelhos de elevação: $h/150$;
- Outros edifícios de um só piso: $h/300$;
- Edifícios de vários pisos: $\left[\begin{array}{l} \text{em cada piso : } h/300 \\ \text{na estrutura globalmente: } h_0/500 \end{array} \right.$

Em que:

h altura do pilar ou do piso;

h_0 altura total da estrutura.

8.1.3. Ligações Metálicas

As ligações metálicas da Ponte e do Pilar de suporte foram realizadas com recurso a soldaduras e parafusos.

8.1.3.1. Ligações Soldadas

O método utilizado para avaliar a resistência dos cordões das soldaduras foi o Método Simplificado definido no EC3-1-8.

Trata-se de um método que pode ser empregue independente da orientação do cordão de soldadura, e que utiliza as seguintes expressões de dimensionamento:

$$F_{vw,Rd} = f_{vw,Rd} \cdot a \quad (\text{Eq. 8.2})$$

$$f_{vw,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \quad (\text{Eq. 8.3})$$

Em que:

$F_{w,Rd}$ Resistência de cálculo de um cordão de ângulo por unidade de comprimento;

$F_{vw,Rd}$ Valor de cálculo da tensão resistente ao corte da soldadura;

a Espessura do cordão;

f_u Tensão última do aço de soldadura;

β_w Fator de correlação;

γ_{Mw} Coeficiente parcial de segurança do aço da soldadura.

O fator de correlação β_w pode ser obtido a partir da Tabela 8.6.

Tabela 8.6 – Coeficiente de Correlação β_w para Soldaduras de ângulo (Adap. do EC3-1-8)

Normas e Classes do Aço			Fatores de Correlação
EN 10025	NHL	EN 10219	β_w
S 235	S 235 H	S 235 H	0.8
S 235 W			
S 275	S 275 H S 275 NH/NLH	S 275 H S 275 NH/NLH S 275 MH/MLH	0.85
S 275 N/NL			
S 275 M/ML			
S 355	S 355 H S 355 NH/NLH	S 355 H S 355 NH/NLH S 355 MH/MLH	0.9
S 355 N/NL			
S 355 M/ML			
S 355 W			
S 420 N/NL		S 420 MH/MLH	1.0
S 420 M/ML			
S 460 N/NL	S 460 NH/NLH	S 460 NH/NLH S 460 MH/MLH	1.0
S 460 M/ML			
S 460 Q/QL/QL1 W			

8.1.3.2. Ligações Aparafusadas

Relativamente às ligações aparafusadas apresentam-se algumas tabelas utilizadas no dimensionamento deste Projeto.

- Resistência ao Corte por Parafuso e por plano de corte

Tabela 8.7 – Tabela de dimensionamento de Ligações Aparafusadas ao Corte Simples

Parafusos		M12	M26	M20	M24	M30	
$F_{v,Rd}$ [kN]	Classes	4.6	16.2	30.1	47	67.8	107.7
		5.6	20.2	37.7	58.8	84.7	134.6
		8.8	32.4	60.3	94.1	135.6	215.4
		10.9	33.7	62.8	98	141.2	224.4

- Resistência ao Esmagamento por Parafuso e para Chapas com 10 mm de espessura

Tabela 8.8 – Tabela de dimensionamento de Ligações Aparafusadas ao Esmagamento

Parafusos		M12	M26	M20	M24	M30	
$F_{b,Rd}$ [kN]	Valores Recomendados	e_1	30	40	50	60	75
		$p1, p2$	40	55	70	80	100
		e_2	25	30	40	50	60
		S235	66.5	85.3	109.1	132.9	163.6
		S275	79.4	101.9	130.3	158.8	195.5
		S355	94.2	120.9	154.5	188.3	231.8

- Resistência à Tração em Parafusos

Tabela 8.9 – Tabela de dimensionamento de Ligações Aparafusadas à Tração

Parafusos		M12	M26	M20	M24	M30	
$F_{t,Rd}$ [kN]	Classes	4.6	24.3	45.2	70.6	101.7	161.6
		5.6	30.3	56.5	88.2	127.1	202
		8.8	48.6	90.4	141.1	203.3	323.1
		10.9	60.7	113	176.4	254.2	403.9

- Resistência ao Punçamento por Parafuso e para Chapas com 10 mm de espessura

Tabela 8.10 – Tabela de dimensionamento de Ligações Aparafusadas ao Punçamento

Parafusos		M12	M26	M20	M24	M30	
$\beta_{p,Rd}$ [kN]	Classe aço	S235	103.2	137.8	172.4	206.2	262.9
		S275	123.3	206.0	206.0	246.3	314.0
		S355	146.2	195.1	244.3	292.2	372.4

Respeitaram-se as disposições dos furos de ligação segundo a NP EN 1993-1-8 de modo a:

- Impedir a corrosão, a encurvadura local e também facilitar a colocação dos parafusos;
- Obedecer aos limites das regras utilizadas para calcular as resistências de cálculo dos parafusos.

Na Figura 8.15 apresenta-se um quadro com as distâncias máximas e mínimas entre eixos dos furos, bem como os limites das distâncias às faces dos elementos de ligação que devem ser respeitadas nos projeto das ligações aparafusadas segundo a NP EN 1993-1-8.

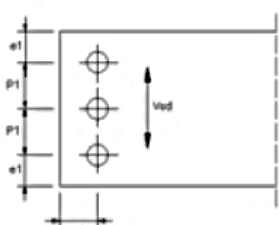
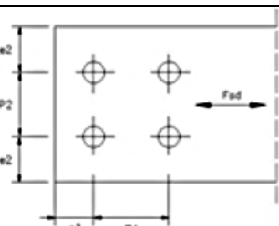
CORTE		$1.2d_0 \leq e_1 \leq 4t + 40 \text{ mm}$		
		$1.2d_0 \leq e_2 \leq 4t + 40 \text{ mm}$		
		$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min [14t; 40 \text{ mm}]$		
		$2.2d_0 \leq p_2 \leq \min [14t; 40 \text{ mm}]$		
		Distâncias recomendadas		
	Parafuso	Distâncias recomendadas		
		$p_1; p_2$	e_1	e_2
TRAÇÃO OU COMPRESSÃO				
				

Figura 8.15 – Disposições Construtivas em Ligações Aparafusadas (Adap. EC3-1-8)

8.2. Estruturas de Betão Armado

A verificação da segurança das Estruturas de Betão Armado deste Projeto foi efetuada de acordo com a NP EN 1992-1-1.

Os esforços para as combinações mais desfavoráveis foram obtidos a partir dos ficheiros de resultado do programa de cálculo "SAP2000", tendo-se elaborado também Tabelas em "Excel", segundo as expressões de dimensionamento do EC2, a partir das quais foi possível proceder ao dimensionamento geométrico e orgânico dos elementos em betão armado.

Utilizou-se também o programa "GaLa Reinforcement 4.1".

Relativamente aos coeficientes parciais de segurança foram usados os indicados na Tabela 8.11

Tabela 8.11 – Coeficientes Parciais de Segurança

<i>Sigla</i>	<i>Descrição</i>	<i>Valor</i>
γ_c	Coeficiente parcial em relação ao betão	1.5
γ_s	Coeficiente parcial em relação ao aço das armaduras	1.15

Os materiais empregues neste Projeto foram o betão da classe C30/37 e o aço A500 NR para as armaduras ordinárias, cujas características constam da Tabela 8.12.

Tabela 8.12 – Tensões no Betão Armado

<i>Sigla</i>	<i>Descrição</i>	<i>Valor</i>
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão	20 Mpa
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras	435 Mpa

8.2.1. Plintos

Os Plintos de suporte do Pilar Metálico da Ponte foram dimensionados de acordo com o fluxograma da Figura 8.16.

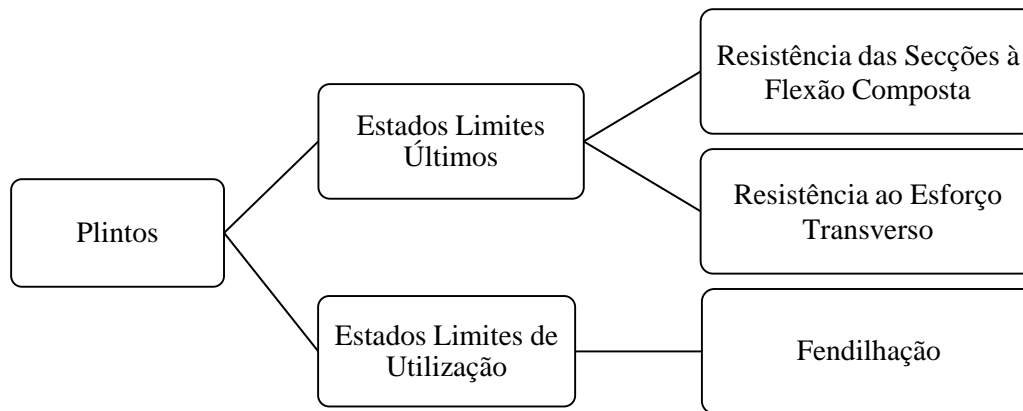


Figura 8.16 Critérios utilizados na Verificação da Segurança dos Plintos

8.2.1.1. Estados Limites Últimos

- **Resistência à Flexão Composta**

Com base na geometria das secções e nas armaduras previamente arbitradas, calcularam-se os esforços resistentes no programa "GaLa Reinforcement 4.1" que foram também verificados em folhas "Excel" e comparadas com as armaduras máximas e mínimas regulamentares.

$$A_{s,\min} = 0.10 \times \frac{N_{Ed}}{f_{yk}} \geq 0.002 \times A_c \quad (\text{Eq. 8.4})$$

$$A_{s,\max} = 0.04 \times A_c \text{ ou } 0.08 \times A_c \text{ nas zonas dos empalmes} \quad (\text{Eq. 8.5})$$

Em que:

$A_{s,\min}$ Área das armaduras mínimas;

$A_{s,\max}$ Área das armaduras máximas;

N_{Ed} Valor de cálculo do esforço axial;

f_{yk} Valor da tensão de cedência do aço das armaduras;

A_c Área da seção transversal do betão.

Relativamente às distâncias mínimas entre varões das armaduras longitudinais foram respeitadas as seguintes condições:

$$s_{l,\min} \leq \max \begin{cases} K_1 \cdot \phi_{\text{varão}} \\ d_g + K_2 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{em que } k_1 = 1 \text{ mm e } K_2 = 5 \text{ mm}$$

• Resistência ao Esforço Transverso

Para a verificação da resistência dos Plintos ao esforço transverso foram calculados os esforços transversos resistentes máximos para as combinações de ações referentes aos Estados Limites Últimos condicionantes.

As expressões utilizadas na verificação da resistência ao esforço transverso são as indicadas nos itens 8.6 e 8.11.

Valor de cálculo do Esforço Transverso resistente máximo do elemento limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas

$$V_{Rd,\max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_{cw} \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (\text{Eq. 8.6})$$

Em que:

$V_{Rd,\max}$ Valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas;

α_{cw}	Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido (igual a 1.0 em estruturas não pré-esforçadas);
b_w	Menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido;
z	Braço do binário ($z = 0.9 d$);
ν_1	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
θ	Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo do elemento.

Armaduras de Cálculo

As armaduras de cálculo do esforço transversal foram determinadas pelas expressões 8.7 a 8.11.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} \quad (\text{Eq. 8.7})$$

Em que:

A_{sw}	Área da secção transversal das armaduras de esforço transversal;
s	Espaçamento das cintas;
f_{ywd}	Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;
z	Braço do binário ($z = 0.9 d$);
θ	Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo do elemento.

Armaduras Máximas

$$\frac{A_{sw,max}}{s} \leq \frac{1}{2} \frac{\alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w}{f_{ywd}} \quad (\text{Eq. 8.8})$$

Onde:

$A_{sw,max}$	Área efetiva máxima da secção transversal das armaduras de esforço transversal;
s	Espaçamento das cintas;
α_{cw}	Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido (igual a 1.0 em estruturas não pré-esforçadas);
b_w	Menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido;
ν_1	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão;
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{ywd} Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso.

Armaduras Mínimas

$$\left(\frac{A_{sw,min}}{s} \right) \leq \rho_{w,min} \times b_w \times \text{sen}(\alpha) \quad (\text{Eq. 8.9})$$

$$\rho_{min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (\text{Eq. 8.10})$$

Em que:

$A_{sw,min}$ Área efetiva mínima da secção transversal das armaduras de esforço transverso;

s Espaçamento das cintas;

$\rho_{w,min}$ Taxa de armadura de esforço transverso mínima;

b_w Largura da alma do elemento;

α Ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal;

f_{ck} Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão;

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

f_{ywd} Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso.

Disposições Construtivas

$$s_{cl,max} = \text{mín} \begin{cases} 20 \cdot \phi_{min} \\ \text{menor dimensão do pilar} \\ 400 \text{ mm} \end{cases} \quad (\text{Eq. 8.11})$$

Em que:

$s_{l,max}$ Espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transverso;

d Altura útil da secção transversal;

α Ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal.

8.2.1.2. Estados Limites de Utilização

Tal como anteriormente referido os estados Limites de Utilização dizem respeito ao funcionamento das Estruturas ou dos seus elementos em condições normais de utilização.

- **Fendilhação**

Segundo a NP EN1992-1-1 o estado limite de fendilhação consiste em garantir que as aberturas máximas das fendas sejam inferiores a um valor limite w_{\max} , que depende da função e natureza da estrutura, bem como dos custos associados aos meios necessários de modo a limitar a fendilhação.

Neste Projeto para a classe de exposição XC2 o valor limite máximo da abertura das fendas considerado foi de $w_{\max} = 0.3$ mm.

A verificação do limite máximo de abertura de fendas foi feita pelo método indireto proposto pelo EC2.

Armaduras Mínimas de Fendilhação

A armadura mínima de fendilhação foi obtida pela expressão:

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (\text{Eq. 8.12})$$

Em que:

$A_{s,min}$ Área mínima das armaduras para betão armado na zona tracionada;

A_{ct} Área de betão tracionado;

σ_s Valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura depois da formação da primeira fenda.

Poderá ser considerada igual à tensão de cedência da armadura f_{yk} . No entanto, poderá ser necessário adotar-se um valor mais baixo, para satisfazer a largura de abertura de fendas, em função do diâmetro máximo ou do espaçamento máximo entre varões;

$f_{ct,eff}$ Valor médio da resistência do betão à tração à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas;

k Coeficiente que tem em conta o efeito das tensões não uniformes autoequilibradas de que resulta uma redução de esforços de coação;

k_c Coeficiente que considera a distribuição de tensões na secção imediatamente antes da fendilhação e a variação do braço do binário.

Diâmetros máximos dos varões para controlo da Fendilhação

Os diâmetros máximos dos varões foram determinados a partir da Tabela 8.13 em função da tensão no aço e da abertura máxima de fendas.

Tabela 8.13 – Diâmetros Máximos dos Varões para controlo da Fendilhação

Tensão no aço [Mpa]	Diâmetros máximos dos Varões [mm]		
	$w_k = 0.4 \text{ mm}$	$w_k = 0.3 \text{ mm}$	$w_k = 0.2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Espaçamento máximo dos varões para controlo da Fendilhação

O espaçamento máximo dos varões foi determinado pela Tabela 8.14 tendo em conta a tensão no aço e a abertura máxima de fendas.

Tabela 8.14 – Espaçamento Máximo dos Varões para controlo da Fendilhação

Tensão no aço [Mpa]	Espaçamento máximo dos Varões [mm]		
	$w_k = 0.4 \text{ mm}$	$w_k = 0.3 \text{ mm}$	$w_k = 0.2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	20
320	150	100	-
360	100	50	-

8.2.2. Sapata

Para o dimensionamento das fundações foi necessário recorrer ao Eurocódigo 7.

- **Reconhecimento do Solo de Fundação**

A escolha do tipo de fundação depende de vários aspetos relacionados não só com o tipo de estrutura dos edifícios, mas também com as características geotécnicas do solo de fundação.

• Escolha do Tipo de Fundação

A escolha das fundações mais adequadas está relacionada com as características de resistência do solo de fundação, a existência ou não de nível freático, o tipo de estrutura, etc.

De referir que as fundações com recurso a sapatas são as soluções correntes em edifícios de pequeno a médio porte pois são economicamente as melhores soluções.

As sapatas de fundação de pilares ou de elementos de parede podem ser de diferentes tipos (ver Figura 8.17):

- Sapata isolada para um único elemento de suporte da estrutura (Fig. 8.17 a);
- Sapata comum a dois ou mais elementos verticais (Fig. 8.17 b);
- Sapatas interligadas por vigas de travamento (Fig. 8.17 c);
- Sapatas contínuas para paredes de betão ou alvenaria (Fig. 8.17 d).

As sapatas de fundação devem ser fundadas a uma profundidade de pelo menos 1.0 metro da superfície do terreno.

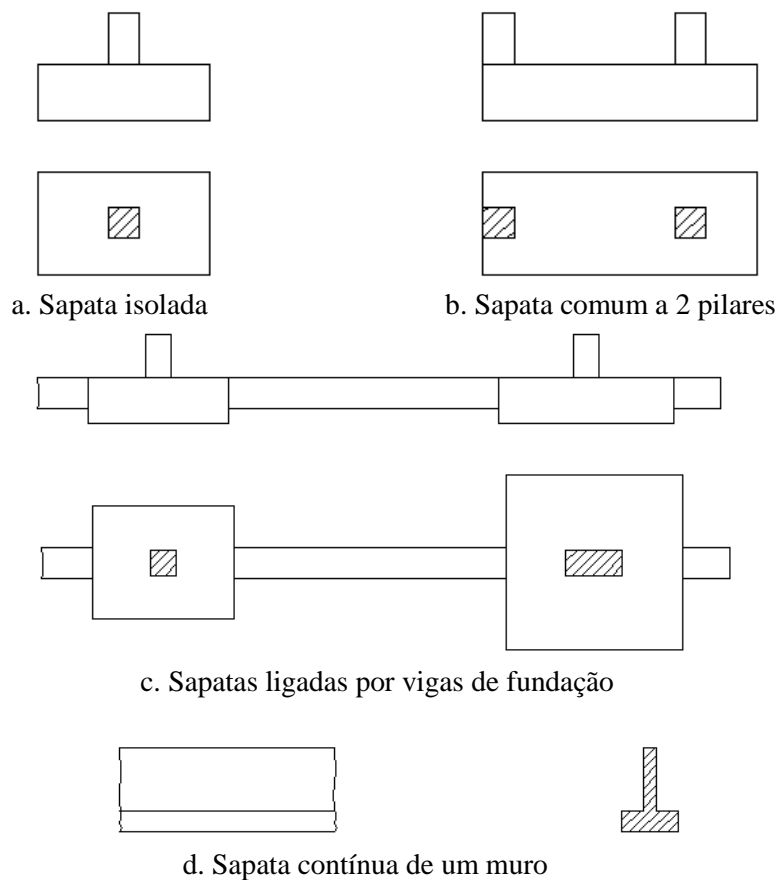


Figura 8.17 – Tipos de Sapatas

A distribuição de tensões no contacto sapata/solo de fundação depende não só da rigidez da sapata mas também das características de deformação do solo.

- **Critérios gerais de Verificação da Segurança do Solo de Fundação**

A verificação da segurança das sapatas é realizada do mesmo modo que qualquer elemento estrutural.

Os princípios gerais da segurança deverão obedecer às disposições definidas nos Eurocódigos estruturais, nomeadamente o Eurocódigo 7.

O Eurocódigo 7 define os seguintes estados limites para as fundações:

1. Estados Limites Últimos, que incluem:

- Perda de equilíbrio da estrutura ou de alguma parte dela considerada como um corpo rígido;
- Colapso por deformação excessiva, rotura, ou perda de estabilidade da estrutura.

As verificações aos Estados Limites Últimos contemplam a análise da estabilidade global, as roturas por falta de resistência do solo de fundação, deslizamento e a rotura estrutural devido a movimentos no solo de fundação.

2. Os estados Limites de Utilização a considerar são:

- Deformações ou movimentos que afetam a aparência ou a funcionalidade da estrutura, ou que causam danificações em elementos não estruturais;
- Vibrações que limitem a sua efetiva funcionalidade.

A verificação do Estado Limite de Utilização é realizada analisando os assentamentos e vibrações.

Verificação da segurança da capacidade resistente dos Terrenos de Fundação

Capacidade de Carga

A carga limite última Q_u de uma fundação pode ser avaliada analiticamente sendo necessário para tal considerar as situações a curto e longo prazo, particularmente em solos finos, onde a variação das pressões intersticiais ao longo do tempo pode conduzir a variações significativas da resistência do solo.

Em terrenos suficientemente homogéneos a carga limite última do solo de fundação pode ser determinada com recurso às equações da teoria da plasticidade, as quais têm em

consideração, por um lado a forma e a profundidade da fundação e por outro a inclinação e excentricidade da carga.

Os símbolos utilizados nas expressões da carga crítica têm o seguinte significado:

ϕ'	Ângulo de atrito interno do solo abaixo da base de fundação até uma profundidade igual à largura efetiva da fundação;
c_u, c'	Coesão não drenada e drenada do solo abaixo da base da fundação até uma profundidade igual à largura efetiva da fundação;
δ	Ângulo de atrito solo-base do elemento estrutural da fundação;
μ	Pressão intersticial ao nível da fundação;
γ'	Peso volúmico submerso do solo abaixo do nível da fundação, reduzido para $\gamma' = \gamma = \gamma_w(1+i)$ no caso de um escoramento ascensional com um gradiente i ;
q, q'	Tensões verticais mínimas total e efetiva respectivamente ao nível da base da fundação;
B'	Largura efetiva da fundação ($B' = B - 2e_B$), sendo e_B a excentricidade da carga na direção paralela ao lado de comprimento L;
L'	Comprimento efetivo da fundação ($L' = L - 2e_L$), em que e_L a excentricidade da carga na direção paralela ao lado de largura B;
$A' = B' \times L'$	Área efetiva necessária ao cálculo da fundação, definida como a área total da base, ou no caso de atuação de uma carga excêntrica como a área reduzida;
s	Valor de cálculo dos fatores adimensionais tendo em conta a forma da fundação.

Notas:

Os valores c , q e γ indicam respectivamente a influência devido à coesão, à sobrecarga e ao peso do solo.

c , q e γ são válidos apenas quando os parâmetros de resistência são independentes da direção.

Para condições não drenadas a capacidade de carga de uma fundação pode ser avaliada através da expressão:

$$q_u = Q_u / A' = (2 - \pi) c_u s_c + q'$$

Em que o fator s_c toma os seguintes valores:

➤ Geometria da fundação

$$s_c = 1 + 0.2 (B'/L') \quad \text{para sapatas retangulares;}$$

$$s_c = 1.2 (B'/L') \quad \text{para sapatas quadradas ou circulares.}$$

Para condições drenadas a expressão da capacidade de carga é dada por:

$$q_u = Q_u / A' = c' N_c s_c + q' N_c s_c + 0.5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma$$

Em que os diversos fatores são os seguintes:

➤ Capacidade de Carga

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi'} \operatorname{tg}^2 (\pi / 4 - \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{cotg} \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \operatorname{tg} \phi' \quad (\text{quando } \delta' \geq \phi' / 2)$$

➤ Geometria da fundação

$$s_q = 1 + (B'/L') \operatorname{sen} \phi' \quad \text{retangular;}$$

$$s_q = 1 + \operatorname{sen} \phi' \quad \text{quadrada ou circular.}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3(B'/L') \operatorname{sen} \phi' \quad \text{retangular;}$$

$$s_\gamma = 0.7 \quad \text{quadrada ou circular.}$$

$$s_c = (s_q N_\gamma - 1) / (N_q - 1) \quad \text{retangular, quadrada ou circular.}$$

Nas Tabelas 8.15 e 8.16 indicam-se para alguns valores de ϕ' e B'/L' os valores de N_c , N_q e N_γ e de s_c , s_q e s_γ .

Tabela 8.15 – Valores dos parâmetros N_c , N_q e N_γ

ϕ'	0	20	25	30	35	40	45
N_c	5.14	14.8	20.7	30.1	46.1	75.3	133.9
N_q	1	6.4	10.7	18.4	33.3	64.2	134.9
N_γ	0	3.6	9	20.1	45.2	106.1	267.8

Tabela 8.16 – Valores dos parâmetros s_c , s_q e s_γ

B'/L'	1		1		1	
s_c	0.8	0.7	1.7	1.4	2.75	2.15
s_q	1.35	1.2	1.5	1.25	1.65	1.3
s_γ	0.7	0.85	0.7	0.85	0.7	0.85

Para a determinação da capacidade última do terreno de fundação são ainda necessários outros "parâmetros" que podem ser encontrados em bibliografia da especialidade, nomeadamente:

- Efeito da inclinação da carga transmitida à fundação;
- Influência da resistência do solo acima da fundação;
- Situação de terrenos estratificados.

O Eurocódigo 7 define os coeficientes parciais de segurança para as ações permanentes e variáveis.

De referir, também, as recomendações da especificação LNEC 217-1968 baseadas no conceito da tensão de segurança.

Nestas recomendações estão indicados para os diferentes tipos de solos ordens de grandezas das tensões de segurança estimadas admitindo sapatas com uma largura de 1.0 e a uma profundidade de 0.5 m.

A verificação da segurança neste caso é estabelecida a partir de:

$$\sigma_{serviço}(N, M) \leq \sigma_{seg}$$

Em que $\sigma_{serviço}(N, M)$ é a tensão máxima do solo, que em geral correspondente às combinações raras de ações calculada considerando uma tensão constante na zona carregada.

Como forma de controlo aproximado da deformação total em solos arenosos para valores da ordem de grandeza de assentamentos de 2.5 cm, pode ser de grande utilidade na fase de pré-dimensionamento das fundações estimar a tensão admissível em função dos valores SPT.

Tabela 8.17 – Tensão Admissível do Solo

N(SPT)	5	10	20	30	40	50
$\sigma_{adm}(kN / m^2)$	60	100	210	320	430	520

Nota: Esta verificação é em geral conservadora.

Verificação da Segurança e Pormenorização de Sapatas

Sapatas Isoladas

Em geral a altura da sapata é escolhida de modo a que esta seja rígida, considerando uma altura H , conforme se indica na Figura 8.18.

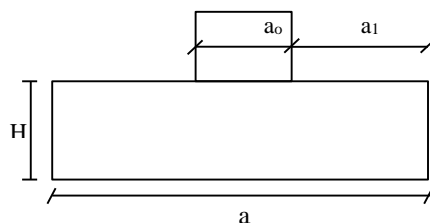


Figura 8.18 – Dimensões das Sapatas Rígidas

Desta forma é possível uma maior uniformização de tensões no solo e a redução ou mesmo anulamento do efeito do punçoamento.

Estas características geométricas impõem um comportamento global do mesmo tipo da rotura que se verifica em consolas curtas, pelo que o modelo de dimensionamento deve ser equivalente.

Com efeito as sapatas apresentam um comportamento bidimensional, e as cargas, tensões no solo, consideram-se distribuídas.

Assim sendo o modelo de treliça com bielas e tirantes é de facto o que melhor simula o comportamento das sapatas.

É usual ver mencionado que o método das bielas só é válido para um esforço axial centrado sendo que para outras situações se tem de recorrer a um modelo de flexão.

Não é verdade uma vez que o modelo da treliça pode ser facilmente generalizado a outras situações.

Os modelos de treliça terão no futuro cada vez maior aplicação prática em situações de dimensionamento de peças não lineares ou com descontinuidades (variações repentinas de alturas de vigas, aberturas em vigas e paredes, etc.), correspondendo à generalização da teoria de "Morsch" válida só para peças lineares.

Com base nestes modelos para além da avaliação das forças de tração é possível determinar todas as resultantes de compressão.

No caso das sapatas as tensões de compressão são pequenas não se justificando o controlo destas tensões.

Por outro lado, devido à significativa variação das forças de tração, é conveniente utilizar na pormenorização varões de diâmetro não superior a 25 mm, para limitar o nível das tensões de aderência que podem causar fendilhação.

De referir que os diâmetros inferiores a 10 mm são de evitar, pois em ambiente agressivo ao se aumentar a relação área de perímetro/área de secção, aumenta-se significativamente o risco de corrosão.

Se se utilizar um modelo de flexão para dimensionar as armaduras, e se se calcular, como é usual o momento fletor em relação a um plano passando a 0.15 da face do pilar, obtêm-se quantidades de armaduras "idênticas" às obtidas pelas expressões utilizadas para o método das bielas, embora ligeiramente superiores.

Uma vez que as sapatas têm um comportamento bidimensional semelhante ao de uma laje fungiforme invertida há necessidade de considerar a totalidade da carga no dimensionamento das armaduras em cada uma das direções.

A distribuição das armaduras em planta deve ser uniforme nas sapatas rígidas não se justificando em geral uma maior concentração de armadura numa faixa central junto ao pilar.

Poder-se-á utilizar assim para situações deste tipo o modelo de flexão, por ser mais simples a determinação das quantidades das armaduras, avaliando o momento junto aos pilares a 0.10 ou 0.15 da sua largura (valores conservativos).

O fluxograma da Figura 8.21 resume a Verificação da Segurança das Sapatas em relação aos Estados Limites Últimos e aos Estados Limites de Utilização.

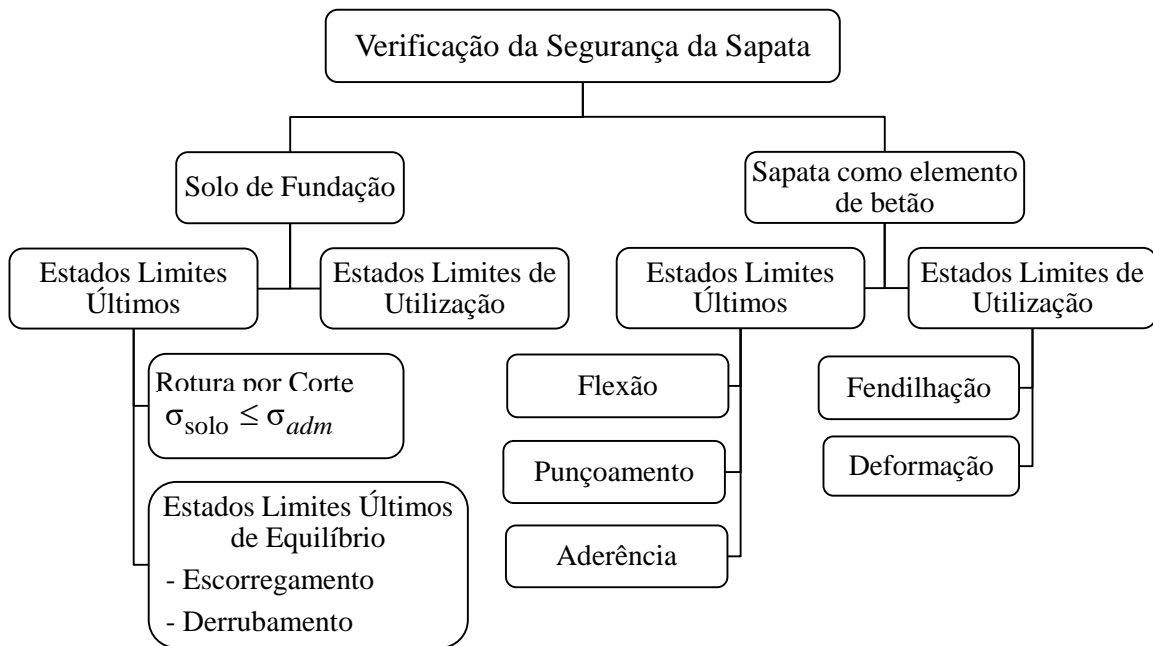


Figura 8.21 – Fluxograma do dimensionamento de Sapatas

9. COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE

A partir da informação dos fornecedores dos equipamentos mecânicos analisou-se os efeitos dinâmicos dos motores instalados na Ponte para a movimentação da tela, no sentido de se avaliar a importância destes efeitos na verificação da segurança da estrutura em estudo.

Procurou-se identificar eventuais problemas de ressonância, resultantes da amplificação dinâmica induzida na estrutura devido ao funcionamento dos equipamentos mecânicos, durante o arranque e funcionamento normal dos mesmos.

O estudo foi efetuado no modelo da Ponte que serviu para a determinação dos esforços e deformações para os primeiros 100 modos de vibração da estrutura, através de uma análise modal (vibração livre da estrutura quando submetida apenas à totalidade das cargas permanentes), com os resultados indicados nos anexos.

A informação do fornecedor dos equipamentos mecânicos aponta para a frequência destes equipamentos valores da ordem de grandeza entre 30 e 50 Hz.

Em relação à análise da Ponte relativamente ao comportamento dinâmico quando utilizada por peões (técnicos de manutenção e vistoria), verificou-se com base da documentação da especialidade, que a gama de frequências relativas a vibrações verticais e horizontais dependia de variadíssimos fatores, tais como: o número de técnicos, a posição dos mesmos na Ponte, passagem em passo normal ou acelerado, etc, e poderia estar compreendida nos intervalos de 1.25 Hz a 4.6 Hz [2].

Com base nesta informação junta-se na Memória Justificativa alguns elementos sumários respeitantes a este estudo.

10. REGULAMENTAÇÃO*Tabela 10.1 – Regulamentação utilizada*

Normas	Títulos	Partes	Subtítulos	Anos
NP EN 1990	Eurocódigo 0: Bases para o projeto de Estruturas			2009
NP EN 1991	Eurocódigo 1: Ações em Estruturas	1-1: Ações Gerais	Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios	2009
		1-4: Ações Gerais	Ações do Vento	2010
		1-5: Ações Gerais	Ações Térmicas	2009
NP EN 1992	Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão	1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios		2010
NP EN 1993	Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas de Aço	1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios		2010
		1-8: Projeto de Ligações		2010
NP EN 1997	Eurocódigo 7 Projeto Geotécnico	1: Regras Gerais		2010
NP EN 1998	Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos	1: Regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios		2010
NP EN 206	Betão	1: Especificação, desempenho, produção e conformidade		

