

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE NORMAS EUROPEIAS E NORMA NORTE-AMERICANA NA CARACTERIZAÇÃO DA ACÇÃO DINÂMICA DO VENTO EM TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES DE GRANDE ALTURA

JOÃO ANTÓNIO SOBRAL ALMEIDA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel Meneses Carneiro de
Barros

JULHO DE 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus exemplos de vida

Um caminho de 1000 km começa com o 1º passo

Lao Tse

AGRADECIMENTOS

O percurso que levou à realização desta dissertação foi acompanhado por várias pessoas que me deram um grande apoio e que me estimularam tanto intelectual como emocionalmente.

De uma maneira muito especial e sincera, queria agradecer-lhes todo o apoio e contributo dado, quer tenha sido de uma forma directa ou indirecta.

Ao Professor Dr. Rui Carneiro de Barros, orientador desta dissertação, por todo o papel desempenhado, gostaria de destacar o seu empenho, sabedoria e sentido pedagógico.

Agradeço também a um vasto conjunto de docentes da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, por todos os conhecimentos e saberes que transmitiram e que me permitiram chegar até aqui.

Um agradecimento especial à Empresa Metalgalva – Grupo Metalcon, nomeadamente a todos os profissionais que voluntariamente se disponibilizaram para apoiar e me fazer seguir em frente nesta etapa final.

Aos meus companheiros de guerra, por todas as horas de trabalho em conjunto e por todas as faculdades e vivências académicas partilhadas.

Sou muito grato a todos os meus familiares e amigos pelo incentivo recebido ao longo destes anos. Aos meus pais, por sempre acreditarem em mim, pelo amor, incentivo, apoio incondicional e ensino diário.

E por último, um agradecimento muito especial à Sofia.

RESUMO

O desenvolvimento do sector das telecomunicações e os avanços das tecnologias da comunicação permitiram dar resposta às necessidades da população actual, através da implementação de uma quantidade considerável de torres, disponibilizando um serviço global e abrangente. A natureza aleatória do vento e o seu carácter dinâmico torna-o condicionante na análise de estruturas esbeltas e leves, representando o principal carregamento na elaboração do projecto.

Neste sentido o presente trabalho pretende contribuir para um melhor conhecimento da definição da acção do vento, procurando compreender quais as principais diferenças nas disposições estabelecidas pelos Eurocódigos (NP EN 1991-1-4 e EN 1993-3-1) e pela norma americana TIA-222-G, com recurso a uma metodologia de cálculo desenvolvida em ambiente Excel, com programação em Visual Basic.

Ao longo deste trabalho, descrevem-se as premissas para a definição da acção do vento e para a acção combinada do vento com o gelo, contemplando-as numa análise estrutural de uma torre de telecomunicações com cerca de 100 metros de altura. Com vista ao estabelecimento de um estudo prévio da estrutura eleita, dimensionaram-se as ligações segundo a norma EN 1993-1-8, estabelecendo algumas comparações face à norma americana TIA-222-G.

Os resultados da análise estrutural permitiram clarificar que a norma americana TIA-222-G apresenta-se menos conservativa que a norma NP EN 1993-1-1, face ao carregamento em análise, em cerca de 9,4%. O modelo final, objecto dos estudos realizados, foi seleccionado, devido a uma análise comparativa desenvolvida entre dois modelos, tendo por base modificações ao nível da configuração do contraventamento.

As conclusões apresentadas advêm dos resultados obtidos através do modelo estrutural proposto pelo autor, tendo em conta as divergências na definição da velocidade de projecto do vento das normas em análise. Assim desenvolveu-se um conjunto de ábacos que permitem correlacionar a velocidade de rajada de 3 segundos com a velocidade média do vento a 10 minutos. Este tipo de informação é de extrema importância para a viabilidade de um projecto desenvolvido por normas distintas para locais comuns.

Palavras-chaves: Torre de telecomunicações, Acção dinâmica do vento, TIA-222-G, EN 1991-1-4, EN 1993-3-1.

ABSTRACT

The development of the telecommunications sector and the advances in communication technologies have permitted to satisfy the needs of an ever growing world population, by implementing a considerable amount of towers, providing a global and comprehensive service. The random nature of wind and its dynamic nature condition its controlling role in the analysis and design of light slender structures.

In this sense the present work aims to contribute to a better understanding of the definition of the wind action on telecommunications towers, trying to understand what are the main differences in the provisions established by Eurocodes (EN 1991-1-4 and EN 1993-3-1) and the American standard TIA-222-G, using a calculation method developed in Excel environment with Visual Basic programming,

Throughout this paper, were described the assumptions for the wind definition as well as the combine action of wind with ice, considering them in a structural analysis of a telecommunication tower about 100 meters high. With the purpose of establishing a preliminary study of the structure chosen, connections were designed according to EN 1993-1-8 and a comparison was also made with the American standard TIA-222-G.

The results of structural analysis have allowed clarifying that the American standard TIA-222-G is less conservative (about 9.4%) than the norm EN 1993-1-1. The final model was selected through a comparison carried out between two models, based on changes considered for the bracing system.

The conclusion made resulted from the structural model proposed by the author, taking into account the differences in the definition of design wind speed. Thus a set of abacus were developed correlating the speed of a 3 seconds gust with the average 10 minutes wind speed. This type of information is extremely important for the viability of any telecommunication tower project developed by different rules for common sites.

Keywords: Telecommunication tower; wind dynamic load; TIA-222-G; EN 1991-1-4; EN 1993-3-1

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V

1 INTRODUÇÃO	1
1.1. ASPECTOS GERAIS	1
1.2. TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES	2
1.3. HISTÓRIA DAS TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES	5
1.4. TIPOS DE TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES	6
1.5. NORMAS REGULAMENTARES	10
1.6. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	10
1.7. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	11
2 ACÇÃO DO VENTO	13
2.1. INTRODUÇÃO	13
2.2. NORMAS EUROPEIAS	15
2.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	15
2.2.2. VELOCIDADE DO VENTO	19
2.2.3. ACÇÃO DO VENTO	24
2.2.4. COEFICIENTE DE FORÇA	25
2.2.5. COEFICIENTE ESTRUTURAL	30
2.2.6. CRITÉRIOS DE REGULARIDADE ESTRUTURAL	37
2.3. TIA-222-G	41
2.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	41
2.3.2. ACÇÃO DO VENTO SOBRE A ESTRUTURA	44
2.3.3. ACÇÃO DO VENTO SOBRE OS ACESSÓRIOS	51
2.3.4. CRITÉRIOS DE REGULARIDADE ESTRUTURAL	53
3 MODELAÇÃO, ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	57

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	57
3.2. GEOMETRIA, MATERIAL E SECÇÕES	57
3.3. QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES	62
3.4. CONSIDERAÇÕES DE PROJECTO.....	65
3.5. CONSIDERAÇÕES ADOPTADAS NA DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SEGUNDO AS NORMAS EUROPEIAS.....	69
3.5.1. PARÂMETROS RELATIVOS À ACÇÃO DO VENTO.....	69
3.5.2. MASSA EQUIVALENTE	69
3.6. CONSIDERAÇÕES ADOPTADAS NA DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SEGUNDO A NORMA AMERICANA	70
3.6.1. PARÂMETROS RELATIVOS À ACÇÃO DO VENTO.....	70
3.7. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE DOIS MODELOS SEGUNDO AS NORMAS EUROPEIAS	71
3.8. ANÁLISE DE LIGAÇÕES.....	73

4 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NORMA EUROPEIA E A NORMA AMERICANA..... 77

4.1. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO EC3-1-1	77
4.1.1. CLASSIFICAÇÃO DA ESTRUTURA	78
4.1.2. CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES	78
4.1.3. IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS	80
4.1.4. ENCURVADURA.....	81
4.1.5. ENCURVADURA LATERAL	81
4.1.6. COMPRESSÃO	82
4.1.7. PROCEDIMENTO DE CÁLCULO	89
4.2. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NORMA NORTE-AMERICANA (TIA-222-G).....	90
4.2.1. RESISTÊNCIA MÍNIMA DE ENCURVADURA.....	90
4.2.2. COMPRESSÃO	92
4.2.3. TENSÃO DE CEDÊNCIA EFECTIVA.....	94
4.2.4. FORÇA AXIAL DE PROJECTO.....	95
4.2.5. RESISTÊNCIA À TRACÇÃO	96
4.2.6. RESISTÊNCIA À FLEXÃO	97
4.2.7. PROCEDIMENTO DE CÁLCULO	101
4.3. RESULTADOS.....	102
4.3.1. ACÇÃO DO VENTO E PESO PRÓPRIO	102
4.3.2. ACÇÃO DO VENTO, GELO E PESO PRÓPRIO.....	104
4.4. ESCADAS	105

5 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE AS DUAS NORMAS.....109

5.1. INTRODUÇÃO	109
5.2. ÂMBITO	109
5.3. DESCRIÇÃO DO VENTO	110
5.4. RUGOSIDADE	116
5.5. FORÇA DO VENTO	117
5.6. ACÇÃO DO GELO	119
5.7. EFEITOS DINÂMICOS	120
5.8. CLASSES DE FIABILIDADE	120
5.9. TOPOGRAFIA DO TERRENO	121
5.10. RESISTÊNCIA	122
6 LIGAÇÕES	125
6.1. INTRODUÇÃO	125
6.2. LIGAÇÕES	125
6.2.1. DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES APARAFUSADAS SEGUNDO EUROCÓDIGO (NP EN 1993-1-8).....	127
6.2.1.1 Resistência ao esforço transversal dos parafusos	128
6.2.1.2 Resistência ao esmagamento da chapa	128
6.2.2. DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES SOLDADAS SEGUNDO O EUROCÓDIGO (NP EN 1993-1-8).....	130
6.2.3. DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES SOLDADAS TUBULARES SEGUNDO AS RECOMENDAÇÕES DO CTICM	132
6.2.3.1 Resistência à plastificação da flange	135
6.2.3.2 Resistência à rotura dos parafusos pelo efeito alavanca através da plastificação da flange	136
6.2.3.3 Resistência à rotura dos parafusos traccionados pelo efeito alavanca	137
6.2.3.4 Resistência à plastificação do tubo traccionado	137
6.2.3.5 Resistência à ruptura dos cordões de soldadura.....	137
6.2.3.6 Resistência da secção tubular à compressão	138
6.2.4. RESULTADOS	141
6.2.5. CONSIDERAÇÕES E COMPARAÇÃO COM A NORMA TIA-222-G	147
6.3. MODELAÇÃO E ANÁLISE DA ESTRUTURA	149
7 CONCLUSÃO E TRABALHOS FUTUROS	151
7.1. CONCLUSÕES	151
7.2. TRABALHOS FUTUROS	152
BIBLIOGRAFIA	153
ANEXOS	

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Torres de telecomunicações.....	2
Figura 1.2 - Torre de telecomunicações reticulada quadrangular	3
Figura 1.3 - Torre Estaiada.....	7
Figura 1.4 - Torre reticulada ou treliçada	8
Figura 1.5 - Mastro Tubular	9
Figura 2.1 – Representação esquemática do movimento do ar (adaptado de [22])	13
Figura 2.2 – Perfil de velocidade em altura (adaptado de [22])	14
Figura 2.3 - Efeito da esteira no barlavento do edifício (adaptado de [25])	15
Figura 2.4 - Avaliação da rugosidade do terreno (adaptado de [16])	22
Figura 2.5 - a) Coeficiente s para falésias e escarpas, b) Coeficiente s para colinas isoladas ou em cadeia (adaptado de [16])	23
Figura 2.6 – Coeficiente de exposição (adaptado de [16])	24
Figura 2.7 - Factor de incidência do vento (adaptado de [17]).....	27
Figura 2.8 - Coeficiente de força para um dado elemento auxiliar (adaptado de [17])	29
Figura 2.9 - Coeficiente de redução (adaptado de [17])	29
Figura 2.10 - Função densidade espectral de potência (adaptado de [16]).....	32
Figura 2.11- Torre de telecomunicações	37
Figura 2.12 - Ilustração do efeito do vento em torres de montantes inclinados (adaptado de [17])	40
Figura 2.13- Casos de carga (adaptado de [17]).....	41
Figura 2.14 - Altura da crista acima do terreno circundante (adaptado de [34])	49
Figura 2.15 - Coeficiente de força de elemento auxiliar (adaptado de [21])	53
Figura 2.16 - Casos de carga especiais (adaptado de [21])	54
Figura 3.1 - Modelo 1	58
Figura 3.2 - Modelo 2	58
Figura 3.3 - Dimensões geométricas da base da torre de telecomunicações	60
Figura 3.4 - Modelo 1 da torre de telecomunicações.....	60
Figura 3.5 - Composição estrutural do contraventamento	61
Figura 3.6 - Escada de uso corrente.....	64
Figura 3.7 - Perspectiva da escada e denominação das suas componentes.....	64
Figura 3.8 - Dispositivos de anti-subida e escadas	65
Figura 3.9 - Componentes de uma Torre de telecomunicações	66
Figura 3.10 – Orientações do vento consideradas no cálculo	66
Figura 3.11 - Cantoneira	68
Figura 3.12 - Variação da massa em altura nos dois modelos	72
Figura 3.13 - Perfis relativos ao Modelo 2.....	73
Figura 3.14 - Perfis relativos ao Modelo 1.....	73
Figura 4.1 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidas.....	80
Figura 4.2 - Comprimentos de encurvadura de elementos primários e secundários	84
Figura 4.3 - Factor de esbelteza efectiva para montantes.....	86
Figura 4.4 - Factor de esbelteza efectiva para diagonais e travessas	87
Figura 4.5 - Factor de Esbelteza Efectiva para Diagonais e Travessas	88
Figura 4.6 – Fluxograma da metodologia de cálculo.....	90
Figura 4.7 - Resistência mínima em pontos dentro do painel (adaptado de [21]).....	92
Figura 4.8 – Resistência mínima função da secção da torre e dos montantes (adaptado de [21])	92
Figura 4.9 - Perfis relativos ao Modelo 2 TIA	103
Figura 4.10 - Perfis relativos ao Modelo 2 EC.....	103
Figura 4.11 - Variação da massa em altura segundo a norma EN 1993-1-1 e a norma TIA-222-G...103	

Figura 4.12 - Perfis para os elementos secundários das escadas segundo o modelo 1 e 2	106
Figura 4.13 - Perfis para os elementos secundários das escadas segundo o modelo 2 - TIA-222-G	106
Figura 4.14 - Pormenor de aplicação dos esforços no elemento secundário	107
Figura 5.1 - Âmbito das normas (adaptado de [1])	109
Figura 5.3 - Definição da acção para diferentes velocidades segundo TIA-222-G)	112
Figura 5.4 - Correlação entre a Velocidade Rajada 3s e a Velocidade média 10 min	113
Figura 5.5 - Correlação entre a velocidade rajada 3s e a velocidade média 10 min para a direcção A	115
Figura 5.6 - Correlação entre a velocidade rajada 3s e a Velocidade média 10 min para a direcção B	115
Figura 5.7 - Correlação entre a velocidade Rajada 3s e a Velocidade média 10 min para a direcção C	116
Figura 5.8 - Categorias de terreno	117
Figura 5.9 - Acção do vento segundo as duas normas	117
Figura 5.10 - Coeficiente de forma de perfis planos (cantoneiras)	118
Figura 5.11 - Coeficiente de forma de elementos circulares num regime subcrítico	118
Figura 5.12 - Coeficiente de forma de elementos circulares num regime supercríticos	119
Figura 5.13 - Coeficiente de afectação da espessura do gelo em altura	120
Figura 5.14 - Classes de Fiabilidade (adaptado de [17])	121
Figura 5.15 - Factores parciais de segurança recomendados pelas normas (adaptado de [1])	121
Figura 5.2 - Coeficiente orográfico para ambas as normas	122
Figura 6.1 - Ligação perfil tubular/cantoneira	125
Figura 6.2 - Ligação entre perfis tubulares	126
Figura 6.3 - Pormenor de ligação	126
Figura 6.4 - Pormenor de ligação aparafusada	127
Figura 6.5 - Coeficientes de redução	129
Figura 6.6 - Ligação com recurso a flange em forma de anel ou de forma contínua	133
Figura 6.7 - Exemplo de ligação com recurso a flange	138
Figura 6.8 - Condições de apoio dos cilindros (adaptado de [50])	139
Figura 6.9 - Classe de apoio dos cilindros (adaptado de [50])	139
Figura 6.10 - Ligação montante/diagonais	143
Figura 6.11 - Ligação Montante/Diagonais	143
Figura 6.12 - Ligação em estrela	146

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 Classes de fiabilidade	16
Quadro 2.2 - Coeficientes parciais de segurança.....	17
Quadro 2.3 - Carregamento para plataformas e grades	18
Quadro 2.4 - Velocidade de referência do vento em território nacional.....	20
Quadro 2.5 – Parâmetros z_0 e z_{min}	21
Quadro 2.6 - Factor de probabilidade da direcção do vento	45
Quadro 2.7 - Classe estrutural.....	45
Quadro 2.8 - Factor de importância	46
Quadro 2.9 - Coeficientes z_g , α , K_{zmin} e K_e	47
Quadro 2.10 - Factor de redução em altura e constante topográfica.....	49
Quadro 2.11 - Factor de conversão médio do vento (adaptado de [21])	54
Quadro 3.1 - Características geométricas da torre de telecomunicações	59
Quadro 3.2 - Características geométricas.....	60
Quadro 3.3 - Coeficiente de forma e áreas respeitantes aos equipamentos.....	63
Quadro 3.4 - Comprimentos de encurvadura.....	67
Quadro 3.5 – Coeficientes relativos a zona de tipo A e categoria 2.....	69
Quadro 3.6 - Coeficiente estrutural procedimento 1.....	69
Quadro 3.7 - Massa equivalente relativa ao modelo2	70
Quadro 3.8 - Massa equivalente relativa ao modelo1	70
Quadro 3.9 - Coeficientes relativos à norma TIA-222-G.....	70
Quadro 3.10 - Valores máximos de tensões dos dois modelos em estudo.....	71
Quadro 3.11 - Valores dos deslocamentos máximos dos dois modelos em análise	71
Quadro 3.12 - Tensões e Esforços do Modelo Analisado.....	74
Quadro 4.1 - Esbelteza efectiva para esbeltezas inferiores a 120	93
Quadro 4.2 - Esbelteza efectiva para esbeltezas superiores a 120	93
Quadro 4.3 - Ilustração do quadro de dimensionamento segundo a norma TIA-222-G.....	102
Quadro 4.4 - Variação da espessura de gelo em altura para o modelo 2	104
Quadro 4.5 - Correlação para Estrutura de classe II	105
Quadro 5.1 - Velocidade da TIA para uma velocidade de 27 m/s do Eurocódigo, relativa à estrutura 2	110
Quadro 5.2 - Variação percentual da velocidade face ao NP EN 1991-1-4.....	112
Quadro 5.3 - Velocidade da TIA-222-G para uma velocidade de 27 m/s do NP EN 1991-1-4, relativa à estrutura complexa.....	112
Quadro 5.4 - Correlação entre a velocidade de rajada 3 s e a velocidade média a 10 min (Velocidade máxima).....	114
Quadro 5.5 - Correspondência dos valores do Quadro 5.1 com os ábacos	116
Quadro 6.1 - Valores nominais para a tensão de cedência e rotura de parafusos	127
Quadro 6.2 - Disposições geométricas param ligações aparafusadas.....	128
Quadro 6.3 - Valores nominais de tensão de cedência e ruptura para chapas e perfis.....	130
Quadro 6.4 - Factor de correcção de soldadura.....	132
Quadro 6.5 - Categoria de qualidade de fabricação.....	140
Quadro 6.6 - Característica das ligações das diagonais.....	142
Quadro 6.7 - Inclinação das diagonais ao nível dos painéis.....	144
Quadro 6.8 - Característica das ligações das travessas.....	145
Quadro 6.9 - Característica das ligações em estrela.....	146
Quadro 6.10 - Característica das Ligações dos Montantes	147

SÍMBOLOS

Letras maiúsculas latinas

A	Área total da secção
A_c	Área total projectada quando a vista é normal à face em membros circulares em regime sub crítico
$A_{c,sup}$	Área total projectada quando a vista é normal à face em membros circulares em regime supercrítico
A_{eff}	Área efectiva de uma secção transversal de classe 4
A_{en}	Área efectiva
A_f	Área projectada quando a vista é normal à face em membros planos
A_{gv}	Área bruta de corte
A_{gt}	Área bruta de tensão
A_{net}	Área da secção útil da cantoneira
A_{nv}	Área sujeita ao corte
A_{nt}	Área sujeita à tensão
A_r	Área projectada das componentes estruturais redondas de uma face incluindo a área projectada do gelo em componentes estruturais planas e redondas para a combinação de carga vento com o gelo
A_{ref}	Área de referência
A_s	Área total projectada
A_s	Área da secção resistente do parafuso
B^2	Coeficiente de resposta quase-estática
D	Carga associada ao peso próprio da estrutura e das suas componentes
D_g	Peso próprio dos cabos, caso se trate de uma estrutura estaiada
D_f	Factor de direcção do vento para componentes estruturais planas
D_i	Peso do gelo, dependente da espessura e do peso volúmico
D_r	Factor de direcção do vento para componentes estruturais redondas
E	Módulo de elasticidade do material
$(EPA)_A$	Área projectada efectiva dos acessórios
$(EPA)_N$	Área efectiva projectada associada
$(EPA)_S$	Área projectada efectiva da estrutura
$(EPA)_T$	Área efectiva projectada associada
F_A	Força exercida pelo vento sobre os acessórios/pertences
F_{ED}	Valores de cálculo dos esforços normais provocados pelas cargas actantes

$F_{b,Rd}$	Resistência ao esmagamento da chapa
F_{cr}	Valores dos esforços normais que provocam a instabilidade elástica da estrutura num modo global com deslocamentos laterais
F_w	Força exercida pelo vento sobre a estrutura
$F_{m,W}$	Força média do vento
F_S	Força de compressão de projecto num membro de suporte
F_{ST}	Força do vento de projecto sobre a estrutura
$F_{v,Rd}$	Resistência ao esforço transversal de parafusos
$F_{T,W}$	Força equivalente de rajada de vento
F_y	Tensão de cedência do aço
F_u	Tensão de ruptura do aço
G_k	Valor característico de uma acção permanente
G_h	Factor de efeito de rajada
I	Factor de importância
I	Momento de inércia da secção transversal em relação ao eixo perpendicular ao plano onde ocorre a deformação
I_v	Intensidade de turbulência
I_w	Momento de inércia sobre o eixo maior principal
K_a	Factor de protecção
K_A	Coeficiente de redução que tem em conta a protecção do elemento ao vento
K_θ	Factor de incidência do vento
K_e	Constante que depende da tipologia do terreno
K_d	Factor de probabilidade de direcção do vento
K_h	Factor de redução da altura
K_{iz}	Factor em altura para a espessura do gelo, dado pela expressão
K_z	Coeficiente de pressão de velocidade
K_{zmin}	Valor mínimo para o coeficiente de pressão de velocidade;
K_{zt}	Factor topográfico
K_s	Função de efeito redutor de dimensão
L	Comprimento da barra
L	Escala de turbulência do vento
L_B	Comprimento de encurvadura lateral
L_t	Escala de referência

M_{nw}	Flexão resistente nominal sobre o eixo principal maior
M_{nz}	Flexão resistente nominal sobre o eixo principal menor
M_{uw}	Momento de flexão sobre o eixo principal maior devido às cargas aplicadas (KN.m);
M_{uz}	Momento de flexão sobre o eixo principal menor devido às cargas aplicadas (KN.m);
$N_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço axial resistente da secção
$N_{b,Rd}$	Resistência à encurvadura por flexão do elemento
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço axial actuante de compressão
$M_{j,Ed}$	Momento flector aplicado
$N_{pl,Rd}$	Resistência ao corte na secção bruta
$N_{u,Rd}$	Resistência ao corte na secção útil
$N_{u,Rd}$	Resistência ao corte da chapa, para cantoneiras
$N_{T,1,Rd}$	Resistência à plastificação da flange
$N_{T,2,Rd}$	Resistência à rotura dos parafusos pelo efeito alavanca
$N_{T,3,Rd}$	Resistência à rotura dos parafusos tencionados pelo efeito alavanca
$N_{T,4,Rd}$	Resistência à plastificação do tubo tencionado
$N_{T,5,Rd}$	Resistência à rotura dos cordões de soldadura
$Q_{k,ice}$	Valor característico da acção variável gelo
$Q_{k,w}$	Valor característico da acção variável vento
P_n	Força axial nominal
P_S	Resistência mínima, normal ao elemento em ambas as direcções
P_u	Força axial devido às cargas aplicadas
R	Raio do tubo
R^2	Coeficiente de resposta em ressonância
R_h	Função de admitância aerodinâmica relativa à altura
R_b	Função de admitância aerodinâmica relativa à largura
Re	Número de Reynolds
R_r	Factor de redução para elementos redondos
S	Módulo da secção elástica
S_L	Densidade espectral de potência adimensional
S_w	Módulo de flexão sobre o eixo principal maior
S_z	Módulo de flexão sobre o eixo principal menor

T	Duração de integração da velocidade média do vento
W_0	Carga do vento sem a combinação da componente do gelo
W_i	Carga do vento com a combinação da componente do gelo
V	Velocidade básica do vento para as condições de carga em investigação
Z	Módulo da secção plástica

Letras minúsculas latinas

a_{ws}	Espessura do cordão de soldadura superior
a_{wi}	Espessura do cordão de soldadura inferior
b	Diâmetro do membro circular
c_{prob}	Coeficiente de probabilidade
c_{dir}	Coeficiente de direcção
c_{season}	Coeficiente de estação e de probabilidade
c_e	Coeficiente de exposição
c_f	Coeficiente de forma ou de força total numa dada direcção
$c_{f,A,0}$	Coeficiente de força de um dado elemento
$c_{f,S}$	Coeficiente de força do vento sobre uma secção da estrutura
$c_{f,S,0}$	Coeficiente de força de arrasto numa dada secção
$c_{f,A}$	Coeficiente de força do vento sobre os acessórios da estrutura
c_o	Coeficiente de orografia
$c_s c_d$	Coeficiente estrutural
c_r	Coeficiente de rugosidade
d	Diâmetro nominal do parafuso
d_b	Profundidade na direcção do vento
f	Factor de atenuação em altura
f_L	Frequência adimensional
f_y	Tensão de cedência do aço
$f_{y,f}$	Limite elástico para o aço constituinte da flange
f_{ub}	Tensão de rotura à tracção do parafuso
$f_{u,w}$	Resistência última à tracção do aço, constituinte dos cordões de soldadura
h	Altura da estrutura
h_T	Altura total dos painéis

i_{yy}	Raio de giração em torno do eixo de maior inércia, sendo que neste caso todas as direcções apresentam o mesmo raio de giração
K	Factor de esbelteza efectiva
k_p	Factor de pico
k_r	Coefficiente de terreno
k_I	Coefficiente de turbulência
m_e	Massa equivalente por unidade de área da construção
m_T	Massa total dos painéis
n_b	Número de parafusos
$n_{1,x}$	Frequência própria da estrutura
q_p	Pressão dinâmica de pico
q_b	Pressão dinâmica de referência
q_z	Pressão de velocidade
r_x	Raio de giração em torno do eixo de encurvadura
s	Coefficiente tabelado
t	Espessura da secção do membro tubular
t_i	Espessura de cálculo do gelo
t_{iz}	Espessura de gelo de projecto
v_m	Velocidade média do vento
t_f	Espessura da flange
t_p	Espessura mínima da flange
v_b	Velocidade de referência do vento
$v_{b,0}$	Velocidade de referência do vento em território nacional
z	Altura acima do nível da base da estrutura
z_{max}	Altura máxima
z_{min}	Altura mínima;
z_0	Comprimento de rugosidade
z_g	Altura nominal da camada limite da atmosfera
z_s	Altura de referência para a determinação do coefficiente estrutural
z_t	Altura de referência

Letras maiúsculas gregas

Φ	Inclinação, na direcção do vento, da vertente virada a barlavento
--------	---

Φ_1 Configuração para o primeiro modo de vibração

Letras minúsculas gregas

α	Constante depende do comprimento de rugosidade
α	Expoente para a lei de potência da velocidade de rajada a 3 segundos
β_2 e β_3	Coeficientes de redução
β_w	Factor de correlação apropriado, que pode ser obtido pelo quadro
δ	Decremento logarítmico total de amortecimento
δ_a	Decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico para o modo fundamental
δ_d	Decremento logarítmico de amortecimento devido a dispositivos especiais
δ_s	Decremento logarítmico de amortecimento estrutural
ε	Índice de cheios
Θ	Ângulo de incidência do vento norma à face
ρ	Peso volúmico do ar
ρ_s	Densidade do material da estrutura
Φ	Índice de cheios
$\sigma_{x,cr}$	Resistência crítica à encurvadura
$\sigma_{x,Rk}$	Tensão característica para secções tubulares
γ_G	Coeficiente parcial relativo às acções permanentes
γ_{ice}	Coeficiente parcial relativo à acção variável gelo
γ_{M0}	Coeficiente parcial de segurança
γ_{M1}	Coeficiente parcial de segurança
γ_w	Coeficiente parcial relativo à acção variável vento
ψ_w	Coeficiente redutor do vento
ψ_{ice}	Coeficiente redutor do gelo
ν	Viscosidade dinâmica do vento
τ_0	Constante dada pela relação volume/resistência
χ	Factor de redução para o modo de encurvadura relevante
χ_N	Coeficiente de redução
$\bar{\lambda}$	Coeficiente de esbelteza adimensional
$\bar{\lambda}_{eff}$	Coeficiente de esbelteza adimensional eficaz
ϕ_a	Factor de resistência para compressão e tensão axial

ϕ_f Factor de resistência para flexão

1

INTRODUÇÃO

1.1. ASPECTOS GERAIS

Na última década, a evolução tecnológica incentivou um crescente desenvolvimento do sector das telecomunicações e avanços nas tecnologias da comunicação, as quais procuram dar resposta às necessidades da população actual. Este crescimento deu origem a um grande número de infra-estruturas, nomeadamente, novos postes e torres de telecomunicações, principalmente nas grandes cidades. Os avanços no âmbito das telecomunicações, em especial na televisão por cabo e internet, na rede móvel e nas transmissões via satélite, acentuaram-se, nos últimos anos, incentivados pelos inúmeros investimentos por parte do sector privado. Mesmo na actual conjuntura económica, o progresso do sector não sofreu qualquer estagnação, representando uma solidez de mercado inerente às necessidades da população.

O progresso do conhecimento, das características dos materiais e das próprias ligações estruturais permitiram projectar estruturas de suporte até uma altura elevada, segundo Smith [1], para cumprir o sonho de um dia chegar ao céu. Invariavelmente, este tipo de infra-estruturas procura solucionar problemas nas mais diversas áreas, nomeadamente na transmissão de energia eléctrica, na comunicação e na iluminação, representando uma forma económica e segura de prestar serviço à comunidade local.

O desconhecimento das condições atmosféricas locais e a falta de inspecções periódicas, têm originado a ocorrência de colapsos e danos estruturais graves. O número de colapsos de mastros é demasiado elevado relativamente a outro tipo de estruturas [2]. As exigências dos clientes são cada vez maiores, exigindo soluções mais eficazes e de rápida execução, muitas vezes desprezando a manutenção e a sobrevivência deste tipo de estruturas, concentrando-se essencialmente na serventia e prestação de serviços. Em certa medida, este tipo de política de mercado tem gerado paradoxos divergentes, dado que a esbelteza reduzida e a economia de uma dada estrutura poderão estar correlacionadas com uma má execução do projecto. Deste modo, é essencial garantir a sua segurança e conformidade com as normas regulamentares existentes, procurando soluções rentáveis e eficientes.

A dificuldade em definir a acção real do vento sobre as torres de telecomunicações (Figura 1.1), tem gerado um registo de acidentes graves, que induzem em interrupções no fornecimento dos serviços à população. Neste contexto, somam-se custos provocados pela reparação dos danos, os quais levam muitas vezes, em função do balanço de prejuízos finais, à opção de construção de uma nova torre. Desta forma as empresas de telecomunicações, procuram que as suas estruturas apresentem um bom nível de fiabilidade, de forma a resistirem aos fenómenos meteorológicos locais mais adversos.



Figura 1.1 - Torres de telecomunicações

1.2. TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES

A necessidade de uma maior disponibilidade no fornecimento do serviço, agregado ao desenvolvimento populacional e tecnológico, provocou um crescimento preponderante deste tipo de torres na paisagem. De forma a satisfazer as necessidades requeridas, procurou-se desenvolver uma rede de telecomunicações abrangente, tendo presente a sensibilidade do impacte dos mastros e torres na paisagem envolvente. A estética surge como um dos principais requisitos na actual conjuntura, não só pela integração do elemento no seio envolvente, mas também pelo valor patrimonial que este poderá representar. É essencial minimizar a intrusão no ambiente e garantir os serviços necessários.

As torres de telecomunicações são construídas para suportar principalmente antenas UHF, VHF e SHF. O mercado tem vindo a sofrer alterações constantes, provocadas pelo desenvolvimento do sector, que promove exigências cada vez maiores, ao nível da segurança, da funcionalidade, da durabilidade e principalmente ao nível da economia. A rapidez de execução na montagem e a reduzida mobilização de meios materiais e humanos constituem uma das principais razões pela preferência deste tipo de torres, em que as estruturas autoportantes metálicas são as mais utilizadas.

De um modo geral, a instalação deste tipo de estruturas está dependente do tipo de terreno. A instalação de estruturas de elevadas dimensões é normalmente mais favorável em terrenos planos, pois em regiões montanhosas tornam-se mais difíceis as condições de erecção, devido às reduzidas dimensões das áreas de implantação.



Figura 1.2 - Torre de telecomunicações reticulada quadrangular

Nas grandes cidades, as torres de telecomunicações passaram a ser marcos arquitectónicos de referência [3]. Actualmente o mercado encontra-se sensibilizado para questões de estética e *design*. No futuro, poderão existir estruturas de apoio a antenas que não se pareçam com mastros, nem torres, quer através de modificações na forma, como através da implementação de materiais mais harmoniosos, como é o caso da fibra de vidro, do *kvelar* ou do betão livre. Dadas as actuais dificuldades para aprovar a colocação de uma torre (Figura 1.2), pelas condições impostas pelo planeamento, existem preocupações futuras para que as torres sejam dimensionadas para um conjunto cada vez mais elevado de antenas. No entanto existe uma forte pressão para a implantação deste tipo de estruturas, dada a sua necessidade.

O progresso da indústria, através da integração de novos materiais, mais resistentes e com melhor conhecimento das suas características, permitiu desenvolver estruturas cada vez mais flexíveis sendo mais vulneráveis a vibrações. A maioria das torres é de aço ou de betão, as características mecânicas destes elementos possibilitam o seu emprego, garantindo economia e durabilidade estrutural. O betão é usado principalmente em torres de TV, enquanto o aço é utilizado em torres de linhas de transmissão e telecomunicações. As torres metálicas são maioritariamente construídas a partir de cantoneiras, ou secções tubulares maciças ou ocas. A utilização de aço nas estruturas actuais, constitui um exercício corrente, uma vez que as características mecânicas dos materiais e a própria economia, proporcionam diversas vantagens na sua aplicação. Um dos mercados incidentes deste tipo de material é o das telecomunicações e postes de alta tensão, onde a capacidade de fabricação e colocação exibem um requisito primordial.

Uma vez que se tratam de estruturas leves, com elevada esbelteza e capacidade, nas torres de telecomunicações, o vento actuante sobre a estrutura e equipamentos instalados é a principal acção actuante. A segurança e operacionalidade destas estruturas dependem directamente da correcta determinação dos efeitos causados pelas acções [4]. Estas torres, pela sua esbelteza são sensíveis à resposta dinâmica da acção do vento.

A análise dinâmica neste tipo de torres é de extrema importância, dado que é essencial garantir uma deformação mínima, para que os requisitos exigidos de serviços não sejam postos em causa. A

excitação aplicada e a resposta da estrutura à mesma definem a vibração de uma estrutura, obtendo-se a amplitude e frequência de vibração. As deformações e tensões excedentes deverão ser evitadas dado que poderão conduzir à fadiga e a um posterior colapso da estrutura, condicionadas pela frequência natural da construção. A estrutura poderá, segundo uma dada acção dinâmica do vento, atingir as frequências naturais, gerando solicitações dinâmicas em todos os seus pontos. Este efeito é gerado pela turbulência atmosférica, enquanto que o efeito estático depende do coeficiente de arrasto e da pressão de obstrução[5].

O regime de escoamento, que depende da velocidade deve ser tido em consideração no desenvolvimento de especificações normativas, uma vez que para velocidades reduzidas, se está perante um regime de escoamento laminar, enquanto que para velocidade elevadas, perante um regime turbulento. É essencial ter em consideração que nem sempre a velocidade máxima é a mais condicionante. A resposta dinâmica da estrutura está depende dos materiais utilizados e principalmente da rigidez e do amortecimento da estrutura, sendo que apresentam normalmente um baixo amortecimento estrutural. Segundo Bertolino, *et al*[6] os esforços obtidos pela acção dinâmica do vento são superiores ao valores obtidos através dos efeitos estáticos, o que leva à necessidade de desenvolvimento das normas de acordo com a prospecção mais condicionante, através da introdução do factor de resposta de rajada, sugerido pelo Blessman[7], no processo de Davenport.

A complexidade do sistema de telecomunicações, obriga a considerações próprias ao nível do projecto, uma vez que se pretende instalar antenas UHF, VHF, ondas rádio e microondas. No desenvolvimento de um projecto, deve-se ter presente as prescrições exigidas pelo cliente, que geralmente dependem de dois parâmetros fundamentais, a frequência requerida e a área de exposição de serviço. O cliente deverá desenvolver um plano da área de serviço, tendo em conta os locais a disponibilizar, a altura da torre e a potência de radiação do sinal. Este último é fundamental dado que condiciona o tamanho da estrutura, a disposição das antenas e os alimentadores, que por sua vez condicionam todo o dimensionamento. Dado que constituem um obstáculo aéreo é essencial tomar medidas que previnam a ocorrência de acidentes, o que leva à necessidade de implantar um sistema de iluminação, para garantir a segurança nocturna e uma pintura de sinalização para o período diurno. Tendo em vista a protecção atmosférica é essencial a torre usufruir de um sistema pára-raios e de fundação.

Segundo Antunes, *et al* [8], as estruturas esbeltas são sensíveis a flutuações turbulentas do fluxo, sendo que este efeito é mais importante quando a frequência natural é inferior a 1 Hz. A análise dinâmica é de extrema importância no entanto os modos de calcular a resposta da estrutura para a acção em causa são ainda bastante rudimentares e empíricos. Segundo McC lure[9], a acção dinâmica do sismo, em função de um conjunto de dados decorrentes de um período de 50 anos, não contribui de forma clara para a rotura e falha das estruturas. A resposta deste tipo de estruturas é normalmente avaliada tendo em conta análises estáticas da acção do vento, quando são de conhecimento geral as suas características dinâmicas e aleatórias. Esta definição tem gerado alguns casos de colapso, que são enunciados pela análise de torres estaiadas, decorridos em todo o mundo, tais como:

- Alemanha, 1912- torre estaiada de 200 m- colapso por oscilações;
- Inglaterra, 1965- torre estaiada de 384 m – colapso por oscilações;
- Inglaterra, 1966- torre de 292 m – colapso por cargas oscilações;
- Estados Unidos da América, 1968- torre estaiada de 60 m – colapso por colisão

- Argentina, 1968- torre estaiada de 25 m- colapso por rebentamento de um cabo;
- Finlândia, 1970- torre de 212 m de altura- colapso por oscilações
- Alemanha, 1974- oscilações na estrutura;
- Finlândia, 1976- torre de 56 m de altura- colapso por oscilação

Em função das condições atmosféricas locais, sendo a acção do vento, a principal acção responsável pelo dimensionamento estrutural, é essencial combiná-la com a acção do gelo, sendo esta a principal causa dos erros verificados em projecto. Mulherin [10] revela uma base de dados existente nos Estados Unidos da América relativa a colapsos devido ao gelo, que ocorrem, normalmente por fenómenos de precipitação de gelo ou através da nuvem de gelo. As políticas estratégicas das empresas, têm provocado danos irreversíveis no sector, uma vez que a minimização das despesas e a necessidade de aumentar as receitas, contribuiu para a falta de manutenção das mesmas, crescendo a probabilidade para a ocorrência de situações de colapso e de falha.

Segundo, Gere *et al* [11] e Guimarães [12], a contabilização dos efeitos dinâmicos provocaram uma redução de deslocamento no topo, face à análise estática referida pelo autor. Tal como referem os autores mencionados anteriormente, no que diz respeito a torres treliçadas, o método estático apresentou cargas superiores face aos resultados obtidos pelo método dinâmico. Segundo Smith[1], a acção responsável pela excessiva deflexão deste tipo de estruturas, resulta da contribuição da acção do vento, que provocará degradação e avarias na mesma, que é consequência dos seus efeitos dinâmicos.

As exigências das operadoras relativamente à comunicação contínua do sinal de transmissão, independentemente das condições meteorológicas, muitas vezes não podem ser garantidas devido à flexibilidade da estrutura que evidencia desvios, rotações e deformações que excedem os valores admissíveis. Desta forma, e segundo Smith[1], é essencial que o projectista colabore com o operador de modo a estabelecer critérios de despesa adicionais para tornar a estrutura mais rígida, limitando ao mínimo a sua inactividade. Esta abordagem é de extrema importância uma vez que permite estimar períodos de tempo segundo em que a velocidade do vento de projecto é ultrapassada. Esta distribuição permite analisar os danos que a fadiga poderá provocar na estrutura, resultado do período em que a velocidade do vento se encontra no percentil excedente da lei de distribuição gaussiana.

Muitas vezes atribui-se à acumulação do gelo, a principal causa de desabamento da torre, no entanto sabe-se actualmente, que se deve a um complexo fenómeno aerodinâmico, designado por libertação de vórtice. No entanto este fenómeno é localizado, corresponde a um fenómeno que apenas ocorre em mastros, em torres treliçadas com montantes tubulares, a rigidez da estrutura permite a retenção do efeito.

1.3. HISTÓRIA DAS TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES

Desde há muito tempo que se constroem estruturas altas, designadas por torres. A sua construção era inicialmente limitada quer pelo reduzido leque de materiais existentes e quer pelo diminuto avanço tecnológico. As torres construídas em tempos mais remotos tinham vários objectivos que poderiam ir desde a estética à sua funcionalidade. Eram construídas torres por razões religiosas, com motivo de protecção (como no caso de castelos e muralhas) e, mais tarde, por razões energéticas, de sinalização e de comunicação.

A primeira torre com maior significado surgiu com o aparecimento do aço no século XIX. O desenvolvimento destes materiais, permitiu a construção de estruturas cada vez mais altas.

A primeira torre de dimensões avultadas foi construída na cidade de Paris, com 330m de altura, tendo sido a sua construção concluída no dia 15 de Maio de 1889. O projecto desta torre foi realizado por Gustav Eiffel. Os primeiros estudos sobre este assunto datam do ano de 1911, protagonizados por Eiffel, os quais se concentravam na determinação dos coeficientes de força aerodinâmicos, referente a questões de influência do alongamento e do ângulo de incidência do vento sobre uma placa rectangular. Foram realizados estudos sobre o efeito da protecção entre reticulados, variando unicamente o espaçamento entre painéis. [1]

Com o desenrolar da Segunda Guerra Mundial, surgiu a necessidade de utilização de torres metálicas reticuladas para garantir a constante correspondência entre os vários decisores, através de torres retransmissoras de rádio. Desde 1950, diversos investigadores debruçaram os seus estudos sobre a acção do vento nestas estruturas, e através destas publicações foram desenvolvidas várias normas e códigos que regem o seu dimensionamento. Nestes estudos verificou-se que o carregamento devido ao vento deve ser determinado considerando um perfil de velocidades, o qual depende da velocidade básica do vento, do tipo de terreno e das propriedades dinâmicas da estrutura[13].

Com o objectivo de aumentar a distância de transmissão, começaram-se posteriormente a criar torres de transmissão de sinal, que representaram grande evolução ao longo dos anos, com o objectivo de aumentar a distância de transmissão. Todavia, a vontade de conquistar o céu, originou erros graves e consequências desastrosas. Em [1], constata-se que, as principais causas que estão na origem dos colapsos que existem nas torres, devem-se ao projecto inadequado, fraca pormenorização e a utilização de materiais inadequados. A conjugação destes elementos alimentam oscilações importantes na torre, quando submetida à acção dinâmica do vento ou à acção combinada do vento com gelo. As torres reticuladas não são geralmente susceptíveis a falhas quando submetidas ao carregamento do gelo, embora a carga adicional devido ao seu peso possa ser significativa.

1.4. TIPOS DE TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES

As torres de telecomunicações poderão ser suportadas por estruturas, cuja sua classificação, depende da sua geometria e do material utilizado. A grande família das torres encontra-se dividida em dois grupos: torres autoportantes e torres estaiadas (ou espiadas). Existe uma divergência significativa na sua análise, causada pelos efeitos secundários que surgem nas torres estaiadas devido à sua deformação, dado que será necessário analisar a contribuição de cada cabo na reposta da estrutura á solicitação imposta. Outra particularidade, reside na área de ocupação das torres estaiadas, uma vez que se estabelece no intervalo de 0,6 a 1,5 vezes a altura da torre.

Dentro do grupo das torres autoportantes, existem dois tipos de torres com características bem distintas, as torres reticuladas e os mastros. Os mastros, dada a sua geometria, são vulneráveis a efeitos de galope e ovalização devido à acção do vento, condicionando o seu dimensionamento. Assim sendo, e tendo em conta a esbelteza da mesma, não é possível obter soluções muito extensas em altura, pois a segurança e fiabilidade da estrutura poderão ser colocadas em causa.

As torres estaiadas (Figura 1.3) caracterizam-se por serem estruturas muito esbeltas e fixas por cabos de aço de longa extensão, tornando-se assim o grupo que apresenta maiores vantagens ao nível dos custos e rapidez de execução. Porém, a imensa área necessária para a fixação dos cabos torna a solução muitas vezes dispendiosa face a outras soluções. Em zonas urbanas é inviável a sua utilização dada as dificuldades de acesso e o elevado custo dos terrenos.



Figura 1.3 - Torre Estaiada

As torres reticuladas autoportantes (Figura 1.4) são correntemente utilizadas em torres de telecomunicações, com a altura a variar entre os 10 e os 200 m, sendo que a partir dos 150 m de altura, o custo aumenta de forma exponencial comparativamente a torres espiadas. Caracterizam-se por apresentarem uma variação da largura ao longo da sua altura, apesar das torres de menor dimensão exibirem soluções de largura constante. Deste modo, são compostas por uma secção recta localizadas na sua maioria no terço superior e por uma parte piramidal na parte inferior. Poderão ser torres com uma secção transversal quadradas ou triangulares, com módulos de 5 ou 6 m, em função da altura da torre. Os módulos poderão ser apresentados de várias formas, uma vez que existem vários tipos de contraventamentos. Nas estruturas correntes podem ocorrer a conjugação de diversos módulos, tais como:

- Triângulos;
- Losangos;
- K;
- E;
- X.

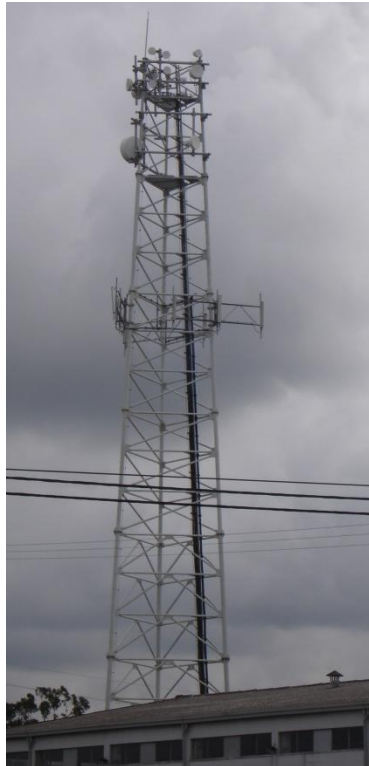


Figura 1.4 - Torre reticulada ou treliçada

Os padrões de contraventamento são adoptados em conformidade com a forma da estrutura, no que diz respeito à variação da largura da face superior para a face inferior. Segundo Smith[1] a relação entre a altura e a largura da base é 8, no entanto esta razão depende dos limites colocados de deflexão para a carga especificada.

No que diz respeito às torres tubulares (mastros), estas apresentam as seguintes vantagens, relativamente às restantes:

- O coeficiente de forma para a pressão do vento de elementos cilíndricos é cerca de metade do que para superfícies planas;
- Elevadores, escadas, cabos são introduzidos no interior, sendo desprezados aquando da sua contribuição para a quantificação da acção do vento;
- Efeito de formação de gelo é menor quando comparada com construções reticuladas;
- Os processos de montagem são mais simples e mais económicos;
- Completa protecção dos alimentadores, uma vez que são introduzidos no seio interior da estrutura, permitindo a sua protecção contra as condições climáticas adversas.



Figura 1.5 - Mastro Tubular

Os mastros (Figura 1.5) representam a solução preferida pelas operadoras de telecomunicações nacionais, contudo, apresentam algumas desvantagens, tais como:

- Tendência para vibrações de ressonância quando submetidas à acção do vento, uma vez que a frequência própria da estrutura é relativamente próxima da frequência da acção;
- A instalação de antenas adicionais é dificultada pelo facto da torre apresentar paredes lisas;
- Humidade no interior, é a principal causa na prospecção de anomalias neste tipo de estruturas, segundo Murteira[14];
- O custo total é um pouco mais elevado do que o dos mastros treliçados equivalentes.

A escolha de uma solução, depende geralmente de dois aspectos, a geometria da torre, que influenciará o dimensionamento e a economia global da estrutura. Invariavelmente os vários tipos de soluções permitirão otimizar o modelo e obter soluções bastante ostentosas. No entanto deve-se analisar na estrutura de forma global, contabilizando economia de ligações, entre muitos outros aspectos. Sendo o peso o factor fundamental na definição da economia da torre, segundo Smith[1], o peso de uma torre metálica treliçada varia aproximadamente com o quadrado da sua altura, ao contrário das torres espiadas em que o seu peso é dado pela altura levantada a uma potência de 1.5. Tem-se presente este facto, dado que as torres estaiadas, são mais esbeltas e de secção constante ao longo da sua extensão. As torres quanto à forma da base, podem ser quadradas, triangulares ou circulares. Esta característica tem particular interesse na definição da secção dos montantes.

Os problemas que se desenvolvem no dimensionamento deste tipo de estruturas, são relativamente simples, dado que apresentam esforços de compressão significativos e momentos reduzidos, em que o recurso a elementos secundários é a principal solução, na redução de comprimentos de encurvadura. Contudo este facto nem sempre contribui para a economia global da estrutura. Segundo Kammel[15] a torre deve ser concebida de modo a que o ângulo de distorção da torre não afecte as condições de

transmissão do sinal para os utilizadores do sistema, sendo este o ângulo entre o alinhamento vertical da torre sem solicitação e o alinhamento da torre tendo em conta a solicitação. Deste modo, segundo a análise realizada, com uma situação extrema de vento, facilmente se ultrapassa o limite de serviço expectável para uma transmissão correcta do sinal.

O desenvolvimento e o aparecimento de novos operadores no mercado com o intuito de investir em torres de altura reduzida, estabeleceu exigências cada vez maiores ao nível da qualidade do sinal. Assim torna-se essencial avaliar a probabilidade e a frequência de ultrapassar o ângulo de transmissão admissível.

O mercado possibilita várias soluções para o tipo de antenas a utilizar, no entanto as mais utilizadas são as de 60 cm, 120 cm e 180cm de diâmetro. Faz parte integrante da torre, um suporte que permite a colocação de três painéis de antenas, formando um ângulo de 120° entre os painéis. As torres de telecomunicações são constantemente equipadas com novas antenas, de modo a que a estabilidade seja reexaminada periodicamente de acordo com as normas actualmente vigentes. Este facto, resulta na necessidade de examinar se a nova norma fornece resultados favoráveis ou desfavoráveis face às novas condições da estrutura. Após a introdução dos NP EN 1991-1-4[16] e do EN 1993-3-1[17], foi possível quantificar a acção do vento sobre torres treliçadas.

1.5. NORMAS REGULAMENTARES

A União Europeia desenvolveu uma norma que visa regulamentar a concepção de torres e mastros dentro dos países que a integram, com possibilidade de contemplar anexos reguladores a nível nacional. Desta forma foi desenvolvida a norma EN 1993-3-1[17], para torres e mastros. Anteriormente a este documento, existia em território europeu a norma BS8100[18], publicada em Inglaterra, com o intuito de regulamentar torres treliçadas e mastros.

Existe no entanto a nível mundial um conjunto de normas reguladoras do dimensionamento e concepção de torres e mastros, que visam facilitar o desenvolvimento das mesmas em países desenvolvidos, tais como:

- No Canadá existe a norma S37-01[19] a qual, regula estruturas de suporte de antenas, antenas e torres;
- Na Austrália a norma AS3995[20], está direccionada para o projecto de torres treliçadas e mastros;
- Nos Estados Unidos da América a norma ANSI/TIA-222-G[21], está orientada para torres de telecomunicações em aço e estruturas de suporte de antenas;
- Recomendações da IASS, as quais apresentam regras e boas práticas de projecto, não sendo no entanto consideradas como normativas.

1.6. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

Os objectivos da dissertação têm como alvo a análise comparativa do dimensionamento de torres de telecomunicações segundo as premissas apresentadas nas normas europeias (NP EN 1994-1-4 e EN1993-3-1) e na norma americana TIA-222-G[21].

As análises comparativas tiveram por base um modelo desenvolvido de origem, resultado de uma análise comparativa ao nível da economia global da estrutura. As análises realizadas reflectiram-se ao

nível do dimensionamento, das ligações e da acção do vento. Neste último existe ainda um objectivo secundário relacionado com a definição de ábacos que permitam correlacionar as duas normas, de acordo com o modelo desenvolvido para diferentes níveis de confiança.

1.7. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho está organizado em 7 capítulos. Neste primeiro capítulo é apresentada a introdução e o enquadramento teórico do estudo realizado.

No capítulo 2 apresentam-se as disposições normativas relativas às duas normas na definição da acção do vento, através de regras essenciais desenvolvidas por entidades europeias e norte-americanas.

O capítulo 3 estabelece critérios de modelação e análise de uma estrutura de telecomunicações, permitindo desenvolver uma análise comparativa entre dois modelos desenvolvidos e apresentar considerações adoptadas por ambas as normas ao nível do projecto estrutural. Analisou-se a importância da definição das ligações a serem introduzidas na análise estrutural.

O capítulo 4 é dedicado à apresentação do dimensionamento segundo a norma EN 1993-1-1 e a TIA-222-G, estabelecendo as regras essenciais ao dimensionamento da estrutura. Neste capítulo são apresentadas as conclusões objectivas da dissertação, com base no resultado económico resultante da comparação entre as duas normas. A contabilização do efeito do gelo sobre a definição da acção do vento foi analisada segundo as propostas normativas das duas normas.

No capítulo 5 realiza-se uma análise comparativa em termos gerais da definição da acção do vento entre as duas normas.

O capítulo 6, apresenta um conjunto de disposições estabelecidas por normas europeias no dimensionamento de diversas ligações estabelecidas em função das características gerais da estrutura. Sendo realizada uma comparação com a norma TIA-222-G no que diz respeito às considerações gerais.

Por fim, no capítulo 7, são apresentadas as conclusões finais referentes aos objectivos propostos inicialmente, terminando com a sugestão de trabalhos futuros que possam ser realizados.

2 ACÇÃO DO VENTO

2.1. INTRODUÇÃO

A combinação da irradiação de calor da superfície terrestre para a atmosfera e o calor absorvido directamente pela mesma, provocam variações locais na temperatura do ar, fazendo com que existam grandes deslocamentos de massas de ar, provocando a não uniformidade da temperatura à superfície terrestre. As perturbações naturais provocadas pelo gradiente de pressão resultante do aquecimento diferencial da atmosfera originam o movimento de massas de ar, designadamente o vento. O equilíbrio é atingido através do movimento e circulações atmosféricas, segundo Lopes [22] esta circulação resulta do aquecimento diferencial entre as regiões equatoriais e os pólos, provocando uma ascensão das massas de ar quente com deslocamento do equador para os pólos e também uma descida das massas de frio, com deslocamento contrário, tal como é ilustrado na Figura 2.1. Este conceito não tem em consideração, elementos condicionantes para a circulação atmosférica em causa, como é o caso dos efeitos da variação vertical da temperatura, da rotação da terra e do relevo da superfície terrestre. O aquecimento da troposfera depende directamente da radiação solar, do relevo e da composição atmosférica. A energia essencial para desencadear este fenómeno tem por base a pequena parcela de radiação que consegue atingir a superfície terrestre. Em termos gerais, pode-se afirmar que o vento atmosférico consiste num escoamento de ar médio ao qual se verificam flutuações de velocidade, conhecidas por rajadas, conforme Blessman [13].

A acção do vento depende das condições locais, uma vez que é influenciada pela topografia do terreno, da forma, da dimensão e da distribuição dos obstáculos naturais e artificiais envolventes. Outro factor influenciador é a variação vertical da temperatura, conduzindo a normas de regulação da acção do vento universais com informações anexas relativas a cada região de implantação.

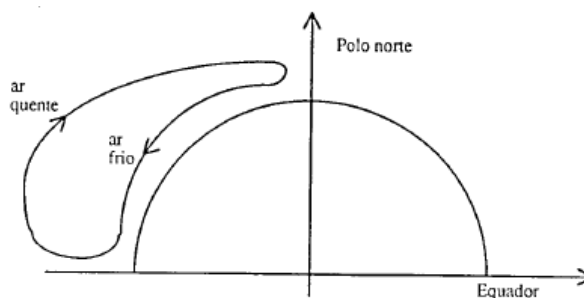


Figura 2.1 – Representação esquemática do movimento do ar (adaptado de [22])

O movimento do ar na atmosfera pode definir-se na escala do tempo e na escala espacial através da consideração de diversas grandezas hidrodinâmicas (pressão, velocidade e aceleração). No entanto na sua definição deve-se considerar a sobreposição destas escalas. Esta última consideração é a principal responsável, segundo a acção do vento e a resposta dinâmica em edifícios altos, pela dificuldade em determinar a grandeza dos movimentos turbulentos, sendo por isso necessário o recurso a elementos estatísticos.

As rajadas de vento, resultante de movimentos de pequena escala na superfície terrestre, apresentam uma estrutura complexa, dificultando a sua quantificação. Existem três tipos de turbulências de pequena escala que podem ser observados junto ao solo: a convecção térmica (resultado das diferenças térmicas entre esta e a atmosfera envolvente); a viscosidade turbulenta (para velocidades elevadas); e a turbulência em altitude (resultado de um movimento de grande escala).

Os movimentos de grande escala que se encontram associados em geral à circulação atmosférica e a fenómenos ciclónicos, resultam numa predominância de deslocamentos horizontais face aos verticais, o que torna a consideração da acção horizontal correcta. Os ventos moderados ou fracos verificados durante grande parte do ano em Portugal resultam de um anticiclone, localizado a oeste dos Açores, normalmente integrados no quadrante direccionado Oeste/ Norte.

A rugosidade e o atrito do solo desempenham um papel preponderante na definição da acção do vento, como tal a figura 2.2 expõe a variação da velocidade do vento ao longo da camada limite atmosférica.

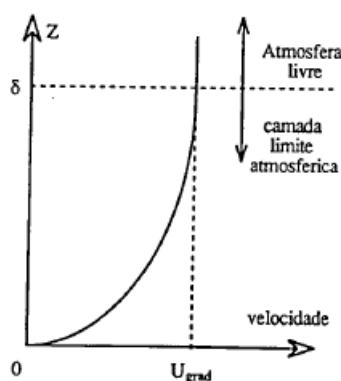


Figura 2.2 – Perfil de velocidade em altura (adaptado de [22])

Quando a velocidade das partículas ultrapassa um determinado limite, definindo um movimento de escoamento diferente do laminar, resulta num movimento turbulento. O estudo de escoamento turbulento, com recurso a teorias e a conceitos mecânicos, apresenta uma grande dificuldade de resolução. Deste modo, adoptam-se dados estatísticos, correlações e densidades espectrais de potência, de forma a definir com algum rigor a velocidade do vento.

Segundo Davenport[23], a complexidade da acção do vento advém das suas variações temporais e espaciais. Muitas vezes o desprezo da acção, conduz a problemas graves e de difícil resolução estrutural, o que leva a que a correcta definição da acção seja fundamental neste tipo de estruturas. Este facto leva à necessidade de assumir uma lei de potência, ou uma lei logarítmica, para a definição da velocidade média, de modo a se tornar satisfatório para níveis de altura reduzida.

No equador, onde as temperaturas são elevadas, o ar é aquecido, expande-se e flui para longe originando regiões de baixa pressão. Nos pólos ocorre o processo inverso, dá-se a contracção devido à temperatura, originando elevadas pressões. As diferenças de pressão existente na atmosfera têm como resultado o vento. A diferença da temperatura, resulta numa grande diferença na circulação vertical, produzida pela densidade do ar, uma vez que se criam centros de baixa pressão que se desenvolvem por depressão frontal. A estimativa da velocidade no Norte da Europa tem por base o mecanismo de tempestade enunciado, fazendo com que a estimativa da velocidade do vento esteja dependa do mecanismo idealizado no local. No desenvolvimento do projecto, o projectista da estrutura de comunicação deve reconhecer o risco de excedência da velocidade do vento extrema. Desta forma, tendo por base o modo de dispersão dos valores da velocidade do vento, estabelece-se valores extremos para a variável em análise, sendo que se define uma função de distribuição cumulativa para os valores mais prováveis. As normas actualmente existentes para a concepção de estruturas, definem uma probabilidade de cinco por cento de não ser excedido esse valor durante a vida útil da estrutura.

A acção do vento apenas pode ser definida estatisticamente, com recurso a dados das entidades meteorológicas locais. De forma a garantir alguma precisão na definição da acção do vento, é essencial realçar alguns elementos meteorológicos essenciais para o efeito, nomeadamente: o sistema meteorológico que produz os ventos mais fortes; a camada inferior da atmosfera afectada pelo terreno no local; a resistência ao vento proporcionada pela estrutura para a pressão dinâmica do vento; e a resposta ao vento da estrutura e as suas componentes flutuantes relativamente à média do vento.

A definição do escoamento atmosférico de um local depende essencialmente de dois elementos fundamentais, a orografia, condicionada pela envolvente do terreno em análise e a rugosidade, que se encontra relacionada com a ocupação do solo na periferia, sendo principalmente condicionante nos níveis mais próximos do solo. Segundo Hiester *et al* [24], a proximidade de edifícios altos da estrutura, induz perturbações significativas, que deverão ser consideradas, uma vez que cria um regime turbulento a barlavento do edifício, designado normalmente por esteira. Nestes casos a região afectada estende-se para jusante segundo a forma de ferradura, tal como é representada na Figura 2.3 [25].

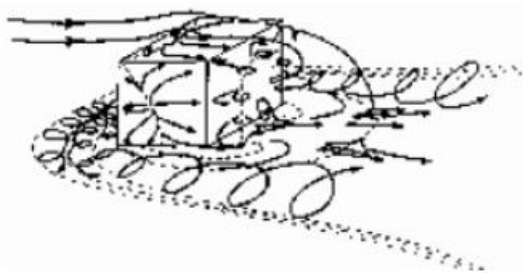


Figura 2.3 - Efeito da esteira no barlavento do edifício (adaptado de [25])

2.2. NORMAS EUROPEIAS

2.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A realização de um projecto de estruturas visa garantir um certo grau de fiabilidade e economia na estrutura, durante um período de vida previsto, estando esta capaz de suportar todas as acções e influências susceptíveis de ocorrer, quer em fase de execução, quer em fase de serviço.

Existem três aspectos fundamentais no projecto de estruturas:

- Resistência estrutural;
- Utilização;
- Durabilidade.

A estrutura está sujeita a dois tipos de acções:

- Acções permanentes, compõem o peso próprio da estrutura (superestrutura, elementos de ligações e galvanização) e os equipamentos fixos (escadas, plataformas, estrutura de suporte de cabos verticais, horizontais e antenas);
- Acções variáveis, que é o caso da acção do vento e da acção da neve, dependentes do local de implantação da construção.

A norma europeia EN 1993-3[17] trata-se da única norma europeia integralmente direccionada a torres, mastros e chaminés. Define princípios e regras que fundamentam aspectos relevantes, ao longo da vida da estrutura, como a segurança, facilidade de manutenção e durabilidade. Os estados limites de projecto associados a este tipo de estrutura estão especificados na norma NP EN1993-1-1[26]. No entanto diferentes níveis de confiança podem ser adoptados para estas verificações, as quais dependem das consequências económicas e sociais que o colapso poderá provocar.

A fiabilidade estrutural relativa à segurança poderá ser obtida em fase de projecto através da inclusão de valores representativos de acções e de coeficientes parciais, de forma a evitar possíveis consequências da rotura para a comunidade e bens envolventes, bem como a minimização dos custos de conservação. Os factores parciais de segurança para acções em torres e mastros, que se apresentam no Quadro 2.2, estão dependentes de uma diferenciação de fiabilidade, expressa pelo Quadro 2.1.

Quadro 2.1 Classes de fiabilidade

Classe de fiabilidade	
Classe 3	Torres e mastros construídos em locais urbanos, ou quando a sua falha é susceptível de causar danos ou perdas de vida; torres e postes utilizados para serviços de telecomunicações vitais; outras estruturas onde as consequências do fracasso seriam provavelmente elevadas
Classe 2	Todas as torres e mastros que não podem ser definidas na classe 1 ou 3
Classe 1	Torres e mastros construídos em locais abertos; torres e mastros, onde o colapso não seria susceptível de causar danos para a comunidade.

Quadro 2.2 - Coeficientes parciais de segurança

Tipo de efeito	Classe de fiabilidade	Ações permanentes	Ações variáveis
Desfavorável	3	1,2	1,6
	2	1,1	1,4
	1	1,0	1,2
Favorável	Todas as classes	1,0	0
Situação accidental		1,0	1,0

A natural exposição aos mais diversos factores ambientais fomentam a necessidade de considerar estas acções no desenvolvimento do projecto da estrutura. A acção do gelo deve ser considerada, tanto na inclusão dos efeitos gravitacionais, como nos efeitos sobre a acção do vento, uma vez que provocará uma maior área de exposição. As informações relativas ao carregamento do gelo, espessuras, densidades, distribuições e combinações apropriadas, poderão ser fornecidas pelo Anexo Nacional. No entanto, na inexistência, é recomendada a utilização do Anexo C da norma EN 1993-3-1. Quando se pretende a acção combinada entre o vento e as condições geladas, as áreas projectadas de elementos estruturais e auxiliares devem ser aumentadas para ter em conta a espessura do gelo. Esta combinação poderá ser a mais condicionante no desenvolvimento do projecto da estrutura.

A deposição de gelo em estruturas, bem como a densidade, a colocação e a forma do gelo em torres depende das condições próprias da estrutura e das condições ambientais locais, quer ao nível da meteorologia, quer ao nível da topografia. Para fins de projecto de engenharia é tradicionalmente considerado que todos os membros de um mastro ou torre são cobertos com uma espessura uniforme de gelo, que, juntamente com a densidade pode ser usada para o cálculo do peso do gelo, bem como para a determinação da área de exposição ao vento. Apesar dos vários fenómenos meteorológicos depositarem o gelo de forma diferente, é conservativo admitir uma espessura constante na estrutura.

O gelo atmosférico normalmente é classificado de duas formas:

- Gelo em nuvem;
- Gelo de precipitação.

No entanto estes dois tipos de gelo poderão dar origem a vários tipos de fenómenos meteorológicos, como é o caso da geada macia, geada rígida, neve molhada e esmalte, que se diferenciam umas das outras pela densidade e pelo depósito. Aquando da combinação das duas acções, vento e gelo, considerasse que a velocidade máxima do vento em períodos de gelo é inferior às restantes situações, sendo a pressão característica do vento em períodos de gelo atmosférico é inferior à pressão característica do vento nas restantes situações. Deste modo considera-se um factor redutor k , atribuído pela ISO 12494[27], que dependerá da classe de gelo. O EN 3-3-1 recomenda as seguintes combinações para valores de cálculo das cargas vento e gelo:

- Para gelo dominante combinado com vento

$$\gamma_G \times G_k + \gamma_{ice} \times Q_{k,ice} + \gamma_w \times k \times \psi_w \times Q_{k,w} \quad (2.1)$$

- Para vento dominante combinado com gelo

$$\gamma_G \times G_k + \gamma_{ice} \times Q_{k,ice} \times \psi_{ice} + \gamma_w \times k \times Q_{k,w} \quad (2.2)$$

Em que,

γ_G – Coeficiente parcial relativo às acções permanentes;

γ_{ice} – Coeficiente parcial relativo à acção variável gelo;

γ_w – Coeficiente parcial relativo à acção variável vento;

G_k – Valor característico de uma acção permanente;

$Q_{k,ice}$ – Valor característico da acção variável gelo;

$Q_{k,w}$ – Valor característico da acção variável vento;

ψ_w – Coeficiente redutor do vento, igual a 0.5;

ψ_{ice} – Coeficiente redutor do gelo, igual a 0.5.

A exposição ao vento proveniente da combinação das duas causas meteorológicas pode ser condicionante no dimensionamento dos vários elementos da estrutura, gerada pelo depósito de gelo sobre os mesmos, apesar das velocidades do vento associadas serem menores do que os valores característicos máximos. Contrariamente ao exposto, as combinações propostas pela norma europeia geralmente não definem um padrão de carregamento condicionante, face a uma combinação apresentada no Quadro 2.2. De forma a validar o pressuposto, ter-se-á em consideração a acção do gelo mais condicionante, considerando o gelo sob a forma de esmalte, tendo em conta um peso volúmico de 900kg/m^3 , em que k é igual a 0.45 para as condições obsequiadas (atribuído pela ISO 12494[27]).

Para efeitos de montagem e manutenção da própria estrutura, a norma recomenda a contabilização de uma carga concentrada vertical de 1 kN, por forma a simular o peso de um operário em membros que se encontram inclinados até 30 graus, relativamente à horizontal. Deve-se ter em conta as cargas impostas referentes à plataforma e às grades, aos quais são recomendados os valores apresentados no Quadro 2.3. Deve no entanto referir-se que estes últimos não serão objecto de análise no dimensionamento realizado.

Quadro 2.3 - Carregamento para plataformas e grades

Cargas impostas pela plataforma	2 kN/m ²
Cargas horizontais sobre as grades	0,5 kN/m ²

Relativamente às solicitações poder-se-á enunciar acções relativas: à construção e manutenção da própria estrutura, directamente relacionadas com o processo construtivo; à colisão accidental e defeitos de alguns componentes, tratando-se de fenómenos imprevistos; aos assentamentos diferenciais das fundações, principalmente em torres metálicas treliçadas, em que as fundações são individuais; e acções decorrentes da montagem e ancoragem de equipamentos de segurança e acesso. No entanto todas elas não serão objecto de análise no projecto em estudo.

Da bibliografia internacional consultada pode retirar-se que a acção principal a ser considerada neste tipo de estruturas é o vento, uma vez que se apresenta como a força motriz de projecto. No caso de torres metálicas treliçadas, torna-se necessário combinar a norma EN 1993-3-1[17] (Anexo B) com as disposições da EN 1991-1-4[16], uma vez que se tem de ter em conta determinadas características da estrutura, como é o caso do coeficiente de força.

2.2.2. VELOCIDADE DO VENTO

Actualmente, a necessidade de compreender o comportamento da estrutura quando sujeita à acção do vento é primordial, uma vez que representa uma das principais causas para a ocorrência de acidentes e danos graves ao longo da vida útil da estrutura. As directrizes essenciais para a determinação da acção do vento numa estrutura são fornecidas pela norma EN 1991-1-4. No entanto, nesta existem critérios que limitam a altura da estrutura a 200 m.

Por forma a definir a resposta dinâmica da estrutura à acção do vento, a presente norma incumbe a determinação da pressão de pico, q_p , dos coeficientes de força e de pressão e do coeficiente estrutural, $c_s c_d$. No entanto estes parâmetros apenas permitem definir a acção. A forma como a estrutura se comporta depende essencialmente da sua configuração e da dimensão.

A acção do vento é formada por duas componentes, uma componente média relativa à velocidade do vento e uma componente flutuante referente à pressão dinâmica. A velocidade média do vento depende, entre outros factores, da velocidade de referência do vento (v_b), da orografia(c_o) e da rugosidade do terreno(c_r), tal como é apresentado na equação (2.3).

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b \quad (2.3)$$

Onde,

$c_r(z)$ – Coeficiente de rugosidade;

$c_o(z)$ – Coeficiente de orografia;

v_b – Velocidade de referência do vento (m/s).

O valor básico da velocidade de referência do vento, é o valor característico da velocidade média do vento referente a períodos de 10 min, independentemente da direcção do vento e da época do ano, a uma altura de 10 m acima do nível do solo, em terreno do tipo campo aberto, com vegetação rasteira, tal como erva e obstáculos isolados, com separação entre si de, pelo menos, 20 vezes a altura (Categoria II). O valor básico da velocidade de referência do vento é definido em função da sua localização no contexto nacional, e pode ser obtido através do Quadro 2.4.

Quadro 2.4 - Velocidade de referência do vento em território nacional

Zona	$v_{b,0}$ (m/s)
Zona A - a generalidade do território, excepto as regiões pertencentes à zona B	27
Zona B - os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura a altitudes superiores a 600 m	30

Este último constitui parte integrante para a definição da velocidade de referência do vento, dependente dos coeficientes de direcção, de estação e de probabilidade. As condições especiais poderão influenciar o valor dos coeficientes, no entanto é recomendada a atribuição do valor unitário, tornando-se mais condicionante. Desta forma o valor de referência da velocidade do vento é determinado recorrendo à equação (2.4).

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (2.4)$$

c_{dir} – Coeficiente de direcção;

c_{season} – Coeficiente de estação e de probabilidade;

$v_{b,0}$ – Velocidade de referência do vento em território nacional, m/s (Quadro 2.4).

Quando a velocidade do vento é claramente inferior à velocidade máxima local, definidas pela norma, para determinadas direcções, é necessário garantir uma redução limitada a 15 % ao valor de referência. Este facto deve ser justificado com recurso a dados estatísticos do próprio regime de vento da região em causa. A probabilidade anual dos valores serem excedidos é de 0,02 o que equivale a um período de retorno de 50 anos, ou seja, corresponde ao quartilho 0,98 da distribuição de probabilidades.

O coeficiente de rugosidade fundamenta-se em dois conceitos essenciais para a definição da variabilidade da velocidade média do vento no local de construção, a altura acima do solo e a rugosidade do terreno a barlavento da construção, determinada através das expressões (2.5) e (2.6).

$$c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.5)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{para} \quad z \leq z_{min} \quad (2.6)$$

O coeficiente de terreno que depende do comprimento de rugosidade, z_0 , é definido através da expressão (2.7).

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (2.7)$$

Em que,

z_{min} – Altura mínima dependente da categoria de terreno, em metros (Quadro 2.5);

z_0 – Comprimento de rugosidade, em metros (Quadro 2.5);

$z_{0,II} = 0,05$;

z_{max} – Considerada a altura de 200 metros.

Quadro 2.5 – Parâmetros z_0 e z_{min}

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

Dado que é necessário definir a categoria do terreno, é importante validar a uniformidade desta atribuição numa área de sector angular de 30° definido em torno da direcção do vento, tal como se ilustra na Figura 2.4. Caso nesta consideração existam duas ou mais áreas de atribuição, é essencial que se classifique mediante da categoria com menor comprimento de rugosidade.

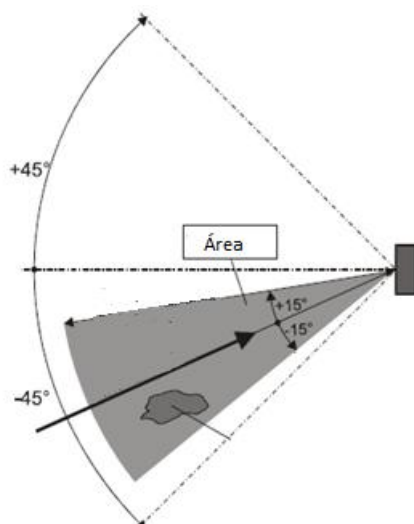


Figura 2.4 - Avaliação da rugosidade do terreno (adaptado de [16])

A existência de velocidade aumentada em mais de 5% devido à orografia, junto de colinas ou falésias pressupõe a consideração de um factor c_o . Este conceito apresenta-se de extrema importância, dada a sua influência na velocidade do vento, que por sua vez é essencial na definição da acção e como tal é importante quantificar de forma correcta este efeito, através das expressões (2.8), (2.9) e (2.10) expressas no anexo A3 da EN 19991-4[16].

$$c_o = 1 \quad \text{se } \phi < 0.05 \quad (2.8)$$

$$c_o = 1 + 0.2 \times s \times \phi \quad \text{se } 0.05 < \phi < 0.3 \quad (2.9)$$

$$c_o = 1 + 0.6 \times s \quad \text{se } \phi > 0.3 \quad (2.10)$$

Sendo que, ϕ representa a inclinação, na direcção do vento, da vertente virada a barlavento e s o coeficiente que poderá ser obtido através das figuras A.2 e A.3 da NP EN 1991-1-4[16], considerando a relação com o comprimento efectivo da vertente virada a barlavento, L_e .

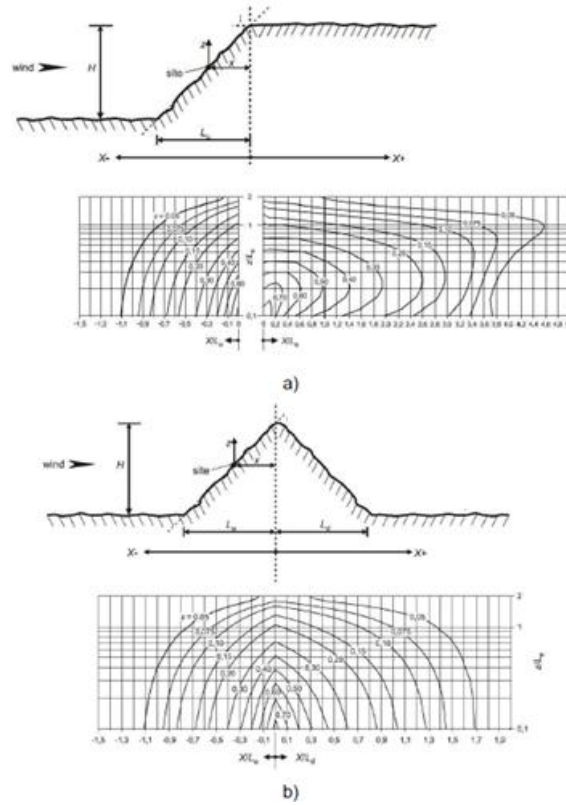


Figura 2.5 - a) Coeficiente s para falésias e escarpas, b) Coeficiente s para colinas isoladas ou em cadeia (adaptado de [16])

É de salientar a importância da dimensão das construções vizinhas e a distância entre elas, na quantificação da acção do vento, uma vez que a estrutura poderá para certas direcções, estar sujeita a velocidades do vento acrescidas.

A intensidade de turbulência ($I_v(z)$) é dada pelo quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento. A sua determinação é realizada recorrendo às equações (2.11), (2.12) e (2.13).

$$\sigma_v = k_r \times v_b \times k_I \quad (2.11)$$

E,

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \times \left(\ln \frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{para} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.12)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{para} \quad z \leq z_{min} \quad (2.13)$$

Sendo k_I , o coeficiente de turbulência, ao qual é recomendado pela norma a atribuição do valor unitário.

A componente flutuante relativa à pressão dinâmica de pico, resulta da velocidade média ($v_m(z)$) e da intensidade de turbulência à altura z , $I_v(z)$, e pode ser determinada através da expressão (2.14).

$$q_p = q_b \times c_e(z) \quad (2.14)$$

Em que, a pressão dinâmica de referência, q_b , pode ser determinada recorrendo à seguinte expressão.

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (2.15)$$

Sendo, ρ , a massa volúmica do ar, a qual depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica prevista para a região durante situações de vento intenso. Usualmente estabelece-se o valor de 1,25 kg/m³.

O coeficiente de exposição, $c_e(z)$, é calculado através da expressão (2.16), ou através da Figura 2.6. Este coeficiente corresponde a uma quantidade adimensional que caracteriza a amplificação do vento a uma dada cota, tendo em conta a velocidade básica de referência do vento a 10 m de altura[28].

$$c_e(z) = c_r^2(z) \times c_0^2(z) \times [1 + 7 \times I_v(z)] = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (2.16)$$

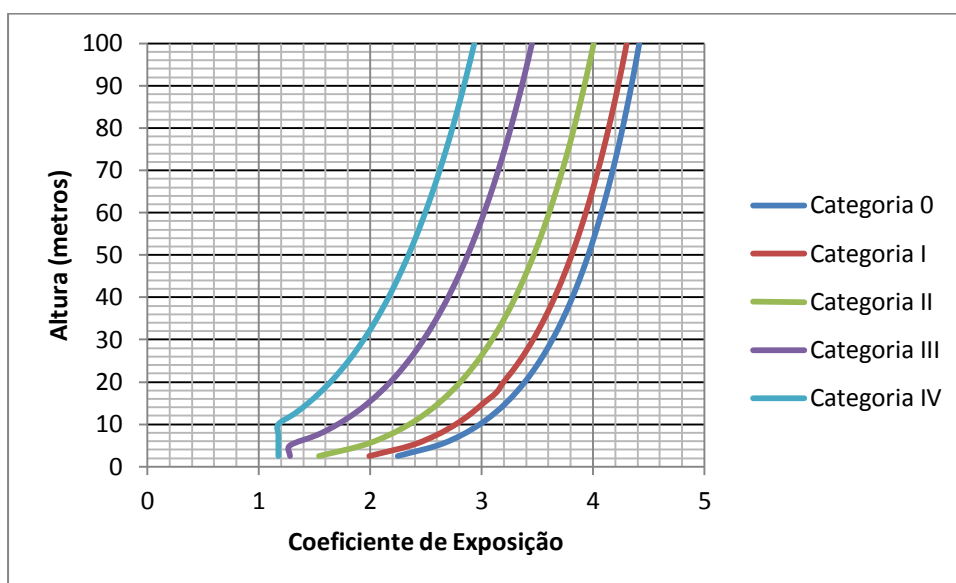


Figura 2.6 – Coeficiente de exposição (adaptado de [16])

2.2.3. ACÇÃO DO VENTO

O cálculo da força exercida pelo vento sobre uma estrutura depende, não só de uma pressão dinâmica de pico, mas também de coeficientes de força estrutural relativos à estrutura. Deverá ser determinado através da equação (2.17).

$$F_w = c_s c_d \times c_f \times q_p(z) \times A_{ref} \quad (2.17)$$

Onde,

$c_s c_d$ – Coeficiente estrutural;

c_f – Coeficiente de forma ou de força;

$q_p(z)$ – Pressão dinâmica de pico (KN/m²);

A_{ref} – Área de referência (m²).

A altura de referência, z , corresponde à altura máxima do elemento acima do solo. Dada a subdivisão estrutural em painéis, esta corresponde à cota máxima do painel acima do solo.

2.2.4. COEFICIENTE DE FORÇA

O coeficiente de força, c_f , representa o efeito global do vento sobre uma construção, incluindo o atrito que faz parte da constituição das características globais da estrutura. A EN 1991-1-4[16] aborda este efeito para diferentes casos no seu Capítulo 7. Uma vez que se pretende exercer uma maior incidência no estudo sobre torres treliçadas, entende-se naturalmente que o processo apresentado no capítulo mencionado não poderá ser aplicado. O coeficiente de força representa um dos parâmetros essenciais para a definição da acção do vento sobre uma dada estrutura e deste modo a norma EN 1993-3-1[17] apresenta um procedimento para a sua definição. A norma EN 1993-3-1[17] trata-se de uma documentação europeia com incidência específica sobre particularidades e especificidades dos mastros e torres, apesar de actualmente ainda não vigorar, nenhuma especificação nacional.

O coeficiente de força total do vento sobre uma dada secção na direcção da acção, pode ser calculado recorrendo à equação (2.18).

$$c_f = c_{f,S} \times c_{f,A} \quad (2.18)$$

Em que,

$c_{f,S}$ – Coeficiente de força do vento sobre uma secção da estrutura, usando uma relação de índice de cheios;

$c_{f,A}$ – Coeficiente de força do vento sobre os acessórios da estrutura

O coeficiente de força do vento para componentes estruturais de torres treliçadas quadrangulares ou triangulares, segundo a direcção do vento poderá ser determinado pela expressão (2.19).

$$c_{f,S} = K_\theta \times c_{f,S,0} \quad (2.19)$$

Em que,

$c_{f,S,0}$ – Coeficiente de força de arrasto numa dada secção;

K_θ – Factor de incidência do vento.

O factor de incidência do vento, pode ser determinado pelas expressões (2.20) e (2.21)

$$K_{\theta} = 1 + K_1 \times K_2 \times \text{sen}^2(2 \times \theta), \text{ para secções quadrangulares} \quad (2.20)$$

$$K_{\theta} = \frac{A_c + A_{c,sup}}{A_s} + \frac{A_f}{A_s} \times (1 - 0,1 \times \text{sen}^2(1,5 \times \theta)), \text{ para secções triangulares} \quad (2.21)$$

Em que os factores K_1 e K_2 , podem ser obtidos através das expressões, (2.22), (2.23), (2.24) e (2.25).

$$K_2 = 1 - \varphi \text{ para } 0,5 < \varphi < 0,8 \quad (2.22)$$

$$K_2 = 0,2 \text{ para } 0 \leq \varphi \leq 0,2 \text{ e } 0,8 \leq \varphi \leq 1,0 \quad (2.23)$$

$$K_2 = \varphi \text{ para } 0,2 < \varphi < 0,5 \quad (2.24)$$

$$K_1 = \frac{0,55 \times A_f}{A_s} + \frac{0,8 \times (A_c + A_{c,sup})}{A_s} \quad (2.25)$$

Sendo,

φ – Índice de cheios;

θ – Ângulo de incidência do vento norma à face;

A_f – Área projectada quando a vista é normal à face em membros planos (m^2);

A_c – Área total projectada quando a vista é normal à face em membros circulares em regime sub crítico (m^2);

$A_{c,sup}$ – Área total projectada quando a vista é normal à face em membros circulares em regime supercrítico (m^2);

A_s – Área total projectada (m^2).

A área total projectada deve ser igual a:

$$A_s = A_f + A_c + A_{c,sup} \quad (2.26)$$

Membros de secção circulares podem ser definidos em regime sub-crítico quando o número de Reynolds Re , for igual ou inferior a 4×10^5 e adoptados como regime supercrítico para valores superiores a esse limite. Sendo que o número de Reynolds pode ser obtido através da expressão:

$$Re = \frac{b \times v(z_e)}{\nu} \quad (2.27)$$

Em que:

b – Diâmetro do membro circular (m);

$v(z_e)$ – Velocidade do vento, a uma dada altura de referência (m/s);

ν – Viscosidade dinâmica do vento (m^2/s).

No entanto o valor do factor de incidência do vento poderá ser obtido directamente através da Figura 2.7, simplificando o processo de cálculo. Face ao exposto, o procedimento gráfico é mais conservativo para direcções do vento sobre torres triangulares a 180° e a 0° e menos conservativo para a direcção de 30° .

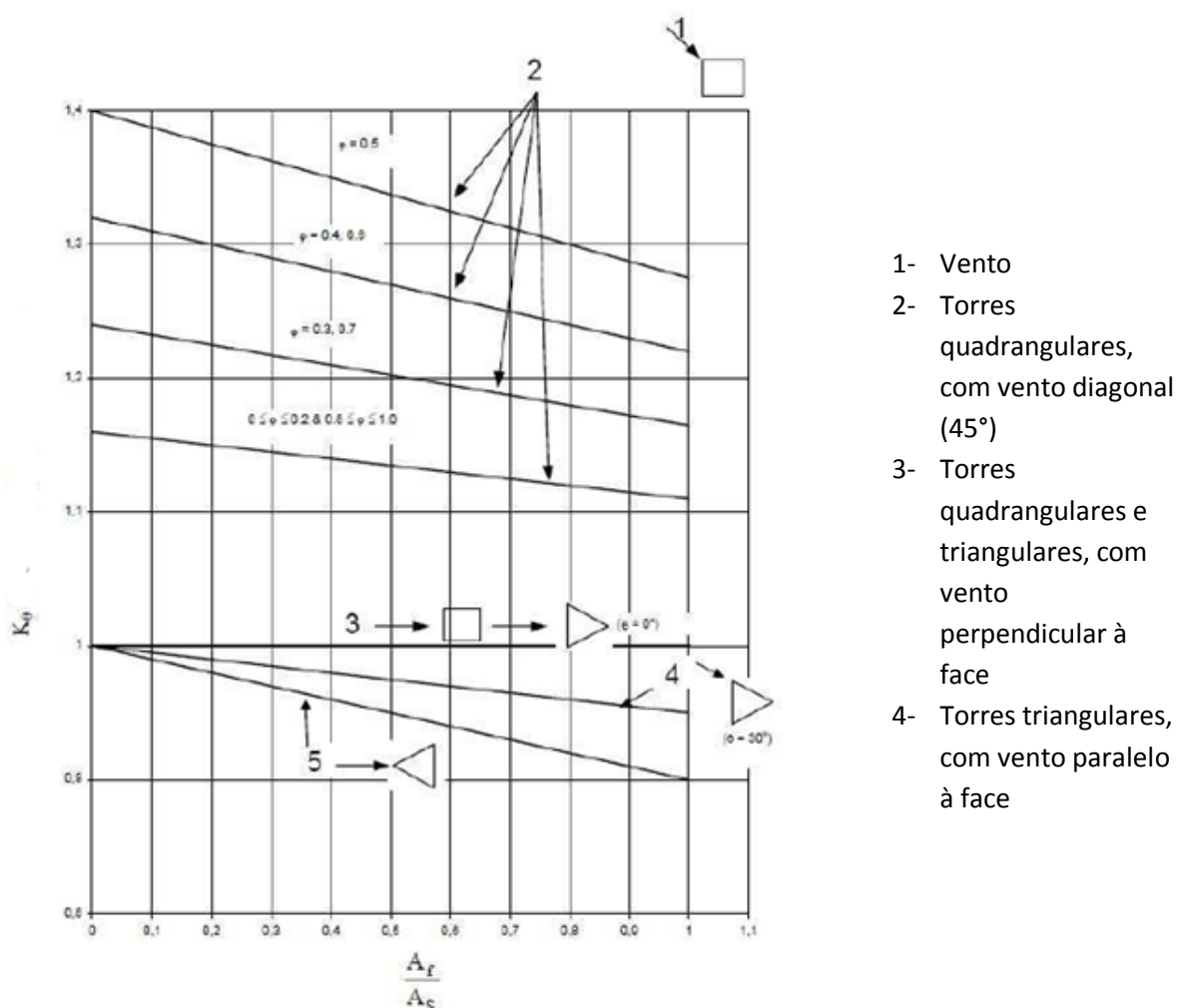


Figura 2.7 - Factor de incidência do vento (adaptado de[17])

Os montantes que compõem uma estrutura reticulada, contemplam um regime de escoamento subcrítico, sendo que a parcela relativa ao regime supercrítico foi desprezada.

O valor do coeficiente de força normal, aplicado a uma dada secção pode ser determinado através da expressão 2.28.

$$c_{f,s,0,j} = c_{f,0,f} \times \frac{A_f}{A_s} + c_{f,0,c} \times \frac{A_c}{A_s} + c_{f,0,c,sup} \times \frac{A_{c,sup}}{A_s} \quad (2.28)$$

Onde, $c_{f,0,f}$, $c_{f,0,c}$ e $c_{f,0,c,sup}$ são coeficientes de força para secções composta de planos unilaterais, secções circulares subcríticas e supercríticas, respectivamente.

$$c_{f,0,f} = 1,76 \times C_1 \times [1 - C_2 \times \varphi + \varphi^2] \quad (2.29)$$

$$c_{f,0,c} = C_1 \times (1 - C_2 \times \varphi) + (C_1 + 0,875) \times \varphi^2 \quad (2.30)$$

$$c_{f,0,c,sup} = 1,9 - \sqrt{\{(1 - \varphi) \times (2,8 - 1,14 \times C_1 + \varphi)\}} \quad (2.31)$$

Sendo os coeficientes C_1 e C_2 dados por:

- $C_1 = 1,9$ e $C_2 = 1,4$, para estruturas de base triangular;
- $C_1 = 2,25$ e $C_2 = 1,5$, para estruturas de base quadrangular.

Para além da necessidade de quantificar o coeficiente ao nível da estrutura, é também necessário determinar para os elementos auxiliares, como no caso das escadas, da guia de onda e dos alimentadores dentro da largura do painel em análise. Quando a área dos elementos auxiliares é maior do que a área total projectada, o factor de redução deve ser aplicado o coeficiente de força da estrutura em vez do coeficiente de força do elemento auxiliar. O coeficiente de força é determinado com o recurso à equação (2.32).

$$c_{f,A} = c_{f,A,0} \times K_A \times \sin^2 \psi \quad (2.32)$$

Onde,

$c_{f,A,0}$ – Coeficiente de força de um dado elemento, que poderá ser obtido através da figura 2.8 para membros individuais isolados ou determinado de acordo com o disposto em B.2.7.2 da EN 1993-3-1[17] para partes composta de barras isoladas;

K_A – Coeficiente de redução que tem em conta a protecção do elemento ao vento, que poderá ser obtido através da figura 2.9 ($K_A = 0,8$), excepto para secções circulares que se apresentem em regime

de escoamento supercrítico ou não reúnam as condições indicadas na cláusula B.2.3 (2) da EN 1993-3-1[17];

ψ – Ângulo de incidência do vento relativamente ao eixo longitudinal do elemento.

O factor de redução deverá ser tomado como igual à unidade quando:

- A área projectada total das referidas peças acessórias adjacentes à face é menor do que a área projectada dos membros estruturais da mesma face;
- A área projectada total normal para qualquer face sobre a estrutura de qualquer acessório interno ou externo é inferior a metade da área bruta do painel da face;
- Qualquer elemento auxiliar não se pode estender mais do que 10 % para além da sua largura da face total da estrutura nesse nível.

Tipo de membro	Número de Reynolds efectivo	Coeficiente de força	
		Sem gelo	Com gelo
a) Secções de lados planos	Todos os valores	2	2
b) Secções circulares	$\leq 2 \times 10^5$	1,2	1,2
	4×10^5	0,6	1
	$> 10 \times 10^5$	0,7	1

Figura 2.8 - Coeficiente de força para um dado elemento auxiliar (adaptado de[17])

Posição do elemento auxiliar	Factor de redução, K_a	
	Forma plana rectangular ou quadrada	Forma plana triangular
Secção interna	0,8	0,8
Secção externa	0,8	0,8

Figura 2.9 - Coeficiente de redução (adaptado de[17])

De forma a ser analisado o efeito de carga mais gravoso para a estrutura em desenvolvimento, deve-se considerar uma análise a várias direcções. Para mastros quase simétricos, em geometria e em carga,

deve-se, considerar pelo menos três direcções do vento, no caso de torres triangulares teremos a 0°, 30° e a 180°, que respectivamente são a direcção B, direcção C e direcção A.

2.2.5. COEFICIENTE ESTRUTURAL

O coeficiente estrutural, $c_s c_d$, poderá ser decomposto num coeficiente de dimensão c_s , associado à ocorrência das pressões de pico sobre a superfície e num coeficiente dinâmico c_d , relacionado com o efeito das vibrações da estrutura devido à turbulência, tendo em conta a não simultaneidade das duas componentes. Para chaminés de secções transversais circulares e com uma altura inferior a 60 m e a 6.5 vezes o seu diâmetro, o valor do coeficiente estrutural é igual à unidade. No entanto para torres reticuladas o coeficiente estrutural é determinado com o recurso à equação (2.33).

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \times k_p \times I_v(z_s) \times \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_s)} \quad (2.33)$$

Em que,

z_s - Altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural. No presente caso em análise, $z_s = 0.6 \times h \geq z_{\min}$;

k_p - Factor de pico, definido como o quociente entre o valor máximo da parte flutuante da resposta e o desvio padrão desta;

B^2 - Coeficiente de resposta quase-estática, relacionado com a falta de correlação das pressões sobre a superfície da construção;

R^2 - Coeficiente de resposta em ressonância, relacionado com o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração;

$I_v(z_s)$ – Intensidade de turbulência.

O coeficiente de dimensão e o coeficiente dinâmico podem ser obtidos individualmente através das expressões seguintes:

$$c_s = \frac{1 + 7 \times I_v(z_s) \times \sqrt{B^2}}{1 + 7 \times I_v(z_s)} \quad (2.34)$$

$$c_d = \frac{1 + 2 \times k_p \times I_v(z_s) \times \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_s) \times \sqrt{B^2}} \quad (2.35)$$

A determinação do coeficiente de resposta quase-estática (B^2) e em ressonância (R^2), e do factor de pico (k_p) é disposta numa partição da norma[16], em anexo e podem ser determinados através de dois procedimentos: procedimento 1 (Anexo B) e procedimento 2 (Anexo C).

- Procedimento 1

- Turbulência do vento $L(z)$

A escala de turbulência do vento L representa a dimensão medida dos turbilhões do vento natural. Para alturas inferiores a 200m, a escala de turbulência poderá ser calculada através das expressões (2.36) e (2.37).

$$L(z_s) = L_t \times \left(\frac{z_s}{z_t}\right)^\alpha \quad \text{para } z_s \geq z_{min} \quad (2.36)$$

$$L(z_s) = L(z_{min}) \quad \text{para } z_s < z_{min} \quad (2.37)$$

Em que,

α – Constante que pode ser determinada através da expressão (2.38);

$$\alpha = 0,67 + 0,05 \times \ln(z_0) \quad (2.38)$$

z_s - Altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural. No presente caso em análise;

$$z_s = 0.6 \times h \geq z_{min} \quad (2.39)$$

z_t - Altura de referência, $z_t = 200$ m;

L_t – Escala de referência, $L_t = 300$ m.

- Densidade espectral de potência adimensional $S_L(z, n)$

A densidade espectral de potência adimensional permite determinar a distribuição de energia do vento sob a forma de frequência, e é expressa pela função (2.40). Sendo que a Figura 2.10 expressa a função de densidade espectral de potência.

$$S_L(z, n) = \frac{n \times S_v(z, n)}{\sigma_v^2} = \frac{6,8 \times f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \times f_L(z, n))^{5/3}} \quad (2.40)$$

Com,

$S_v(z, n)$ – Densidade espectral definida apenas para frequências positivas;

$f_L(z, n)$ – Frequência adimensional, expressa pela expressão seguinte:

$$f_L(z, n) = \frac{n \times L(z)}{v_m(z)} \quad (2.41)$$

Onde, n é igual à frequência própria da estrutura.

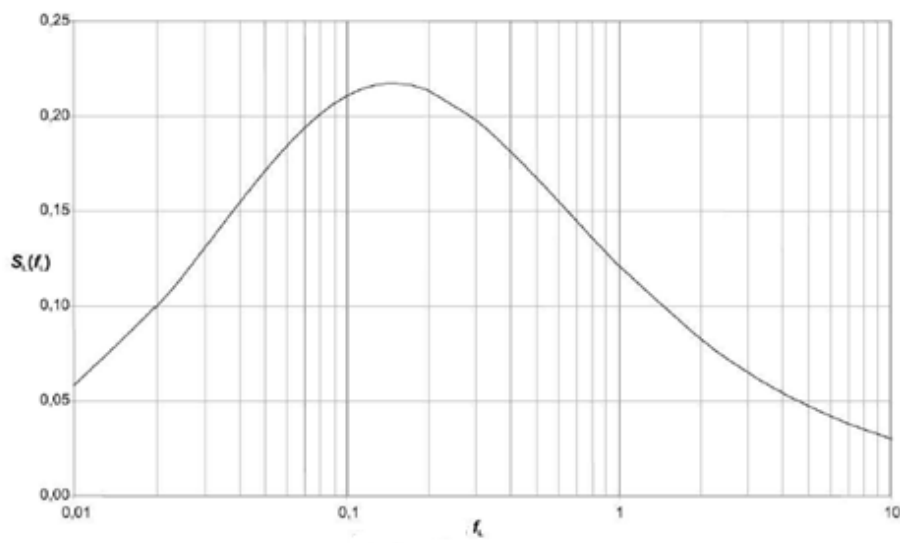


Figura 2.10 - Função densidade espectral de potência (adaptado de [16])

○ Coeficiente de resposta quase-estática (B^2)

O coeficiente de reposta quase-estática que assinala a falta de correlação das pressões na superfície da construção. Pode ser definido de modo conservativo, pelo lado da segurança, igual à unidade. No entanto o NP EN 1991-1-4 propõe uma expressão para a determinação do coeficiente de resposta quase-estática, que deverá ser determinada pela expressão (2.42).

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0.63}} \quad (2.42)$$

Em que,

b – Largura de construção que pela não regularidade geométrica da estrutura deverá ser tido em conta o menor valor, normalmente associado ao topo;

h – Altura da estrutura.

○ Factor de pico (k_p)

O factor de pico é dado pelo rácio entre o valor máximo da parte flutuante da resposta e o desvio padrão desta. Uma vez que se limita inferiormente a frequência de passagens ascendentes ao valor de 0,08 Hz, o factor de pico terá de ser inferior a 3. Assim sendo, a norma NP EN 1991-1-4, estabelece o seguinte critério para a determinação do factor de pico.

$$k_p = \text{MAX} \left(\sqrt{2 \times \ln(v \times T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(v \times T)}}; 3 \right) \quad (2.43)$$

Em que,

T – Duração de integração da velocidade média do vento, T= 600s;

v – Frequência de passagens ascendentes;

$$v = MAX \left(n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}}; 0,08 \right) \quad (2.44)$$

$n_{1,x}$ – Frequência própria da estrutura.

○ Coeficiente de resposta em ressonância, R^2

O coeficiente de resposta em ressonância, tem em conta o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração considerado da estrutura e deverá ser calculado através da expressão(2.45).

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times S_L(z_s, n_{1,x}) \times R_h(\eta_h) \times R_b(\eta_b) \quad (2.45)$$

Em que,

δ – Decremento logarítmico total de amortecimento;

S_L – Densidade espectral de potência adimensional;

R_h, R_b – Funções de admitância aerodinâmica.

Em concordância com o enunciado anteriormente, a densidade espectral de potência adimensional é definida para a altura de referência, relativa à determinação do coeficiente estrutural. As funções aerodinâmicas alusivas à altura e à largura poderão ser determinadas de acordo com a norma, através das expressões seguintes:

$$\eta_h = \frac{4,6 \times h}{L(z_s)} \times f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (2.46)$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times b}{L(z_s)} \times f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (2.47)$$

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \times \eta_h^2} \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \quad \text{para} \quad \eta_h \neq 0 \quad (2.48)$$

$$R_h = 1 \quad \text{para} \quad \eta_h = 0 \quad (2.49)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \times \eta_b^2} \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \quad \text{para} \quad \eta_b \neq 0 \quad (2.50)$$

$$R_b = 1 \quad \text{para} \quad \eta_b = 0 \quad (2.51)$$

Com,

h – Altura a partir da base da estrutura;

f_L – Frequência adimensional, que depende da altura de referência e da frequência própria da estrutura;

L – Turbulência do vento.

○ Decremento logarítmico de amortecimento (δ)

O decremento logarítmico de amortecimento é dado pela soma do decremento logarítmico de amortecimento estrutural (δ_s), pelo decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico para o modo fundamental (δ_a) e pelo decremento logarítmico de amortecimento devido a dispositivos especiais (δ_d). Este último é referente à aplicação de amortecedores de massa sintonizados e de amortecedores de movimento líquido. Na análise em causa não terá em conta este factor uma vez que não serão aplicados na estrutura quaisquer dispositivos especiais.

Assim tem-se:

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (2.52)$$

Como nos mastros os deslocamentos modais associados à configuração do modo de vibração são constantes para cada altura, o decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico é dado pela expressão (2.53).

$$\delta_a = \frac{c_f \times \rho \times v_m(z_s)}{2 \times n_1 \times m_e} \quad (2.53)$$

Em quem,

c_f – Coeficiente de força para a acção do vento na direcção da acção;

ρ – Massa do ar, igual a 1,25 kg/m³;

m_e – Massa equivalente por unidade de área da construção (Kg/m);

n_1 – Frequência própria da estrutura (Hz);

v_m – Velocidade média do vento (m/s).

Para o decremento logarítmico de amortecimento estrutural, a norma recomenda a utilização de dois valores, função do tipo de ligações, para ligações soldadas é atribuída o valor de 0,02 e para ligações aparafusadas é atribuída o valor de 0,05. Uma vez que a ligação adoptada em projecto, representa uma combinação de uma ligação soldada com uma ligação aparafusada, foi utilizado o valor de 0,02, dado ser mais condicionante para o efeito da acção do vento.

A massa equivalente por unidade de área de construção, relativa ao modo fundamental pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$m_e = \frac{\int_0^l m(s) \times \Phi_1^2(s) ds}{\int_0^l \Phi_1^2(s) ds} \quad (2.54)$$

Onde,

Φ_1 – Corresponde à configuração para o modo de vibração 1, ou seja, representa a função de forma para o modo de vibração em causa. Tratando-se a estrutura, de um elemento em consola, o modo fundamental de flexão poderá ser estimado pelo Método de Rayleigh ou por uma expressão apresentada na EN 1991-1-4[16]:

$$\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\xi, \text{ em que } \xi = 2,5 \text{ para torres reticuladas} \quad (2.55)$$

Uma vez que as estruturas em análise, são indicadas por estruturas em consola com uma distribuição de massa variável, a massa equivalente por unidade de comprimento poderá ser estimada pelo valor médio da massa por unidade de comprimento no terço superior da estrutura.

$$m_e = \frac{\int_{\frac{2}{3}h}^h m(s) ds}{\frac{1}{3}h} \quad (2.56)$$

- Procedimento 2

O método em causa apresenta um conjunto de elementos de cálculo bastante mais simples. No entanto o EN NP 1991-1-4, recomenda a utilização do procedimento 1. É de salientar a título indicativo, a diferença entre os dois métodos, no valor do coeficiente estrutural não excede os 5%.

- Coeficiente de resposta quase-estática (B^2)

$$B^2 = \frac{1}{1 + \frac{3}{2} \times \sqrt{\left(\frac{b}{L(z_s)}\right)^2 + \left(\frac{h}{L(z_s)}\right)^2 + \left(\frac{b}{L(z_s)} + \frac{h}{L(z_s)}\right)^2}} \quad (2.57)$$

Em que,

z_s – Altura de referência para determinar o coeficiente estrutural, quando não aplicável, poderá ser igual á altura da estrutura (m);

h - Largura da construção, que será assumida no topo por ser mais conservativa (m);

b – Altura da construção (m).

○ Coeficiente de resposta em ressonância, R^2

O coeficiente de resposta em ressonância poderá ser calculado, de acordo com a norma[16], através da expressão (2.58).

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times S_L(z_s, n_{1,x}) \times K_s(n_{1,x}) \quad (2.58)$$

Em que,

δ – Decremento logarítmico total de amortecimento;

S_L – Densidade espectral de potência adimensional;

$n_{1,x}$ – Frequência própria da estrutura (Hz);

K_s – Função de efeito redutor de dimensão, determinado através da expressão (2.56).

$$K_s = \frac{1}{1 + \sqrt{(G_y \times \phi_y)^2 + (G_z \times \phi_z)^2 + \left(\frac{2}{\pi} \times G_y \times \phi_y \times G_z \times \phi_z\right)^2}} \quad (2.59)$$

Onde:

$$\phi_y = \frac{c_y \times b \times n}{v_m(z_s)} \quad (2.60)$$

$$\phi_z = \frac{c_z \times b \times n}{v_m(z_s)} \quad (2.61)$$

Em que, n é a frequência natural de vibração do primeiro modo de vibração. Uma vez que a configuração modal é uniforme na direcção horizontal e tem uma variação parabólica na direcção vertical, o valor das constantes de G_y e G_z são, respectivamente, $\frac{1}{2}$ e $\frac{5}{18}$.

2.2.6. CRITÉRIOS DE REGULARIDADE ESTRUTURAL

A durabilidade neste tipo de estruturas é garantida quando se satisfaz a avaliação da fadiga e quando a protecção contra a corrosão é apropriada. Este último aspecto é essencial uma vez que depende de um dos elementos primordiais para a durabilidade da estrutura, o regime de manutenção.

As forças e momentos internos devem ser determinados usando uma análise global elástica. Como tal é necessário ter em conta a norma EN 1993-1-1[26], segundo a qual se os efeitos de segunda ordem forem significativos deverão ser considerados. A sua importância tem em conta a influência do comportamento da estrutura aquando da introdução de um deslocamento relativo aos efeitos de segunda ordem. No que diz respeito a torres treliçadas (Figura 2.11) é importante considerar as características de deformabilidade das fundações no projecto. Este tipo de estruturas poderá ser analisada inicialmente, apenas sujeita a efeitos de primeira ordem.

O comportamento das ligações deve ser considerado na análise local e global da estrutura, tal como é descrito na EN 1993-1-8[29]. No caso de estruturas totalmente triangulares, nas ligações entre os membros pode considerar-se que não desenvolvem momentos. Na análise global, os membros podem ser assumidos como sendo ligados através de ligações rígidas ou semi-rígidas. Em estruturas não triangulares, a análise elástica deve basear-se no pressuposto de continuidade completa, com ligações rígidas que satisfaçam os requisitos da norma EN 1993-3-8[29]. De salientar que os momentos gerados pelas estruturas em análise são bastante reduzidos, e deste modo a não consideração na análise global pode ser adoptada. Em estruturas triangulares onde a continuidade é considerada contínua ou semi-contínua, ou seja nós rígidos ou semi-rígidos, a análise elástica deve basear-se nas características de momento-rotação ou força-deslocamento das conexões a serem utilizadas.



Figura 2.11- Torre de telecomunicações

A importância do serviço prestado pela torre para a comunidade (Figura 2.11), visa a necessidade de garantir um determinado serviço, sem que ocorram avarias graves susceptíveis de provocar a interrupção desse mesmo labor. Assim sendo, deve-se ter em conta a deformação ou rotação que afecta negativamente o uso eficaz da estrutura e o funcionamento de antenas, a vibração, oscilação ou balanço que poderá provocar perdas de sinal na comunidade, e as deformações, desvios ou vibração que poderão provocar danos estruturais graves. No tipo de estrutura em causa, as vibrações são induzidas pelas rajadas do vento, efeito vortex, instabilidade galopante, chuva e vento. O desenvolvimento deste modo de instabilidade poderá provocar a ocorrência de danos por fadiga. Em estruturas metálicas treliçadas/reticuladas, quando o amortecimento próprio do sistema não permite garantir as exigências requeridas de serviço, então é necessária a instalação de dispositivos de amortecimento, que visam reduzir o efeito mencionado.

Para os efeitos de cálculo da acção do vento, a estrutura deve ser dividida numa série de secções, que contemplem painéis com formas idênticas. Na contabilização da área projectada é essencial ter em consideração que membros localizados em faces paralelas à direcção do vento e em planta deverão ser omissos da contabilização da área projectada. A estrutura deve ser dividida num número suficiente de secções que permitam que a acção do vento seja correctamente modelada para a análise global.

A norma EN 1993-3-1[17] recomenda para a definição da resposta da estrutura, o método da estática equivalente, que poderá ser empregue se a condição apresentada na expressão (2.62) for satisfeita. Caso contrário é necessário empregar métodos mais complexos para definir a resposta das torres em análise, nomeadamente no caso de uma análise espectral. Este método inclui uma sobrevalorização da amplificação dinâmica da resposta, que é típica da maioria das torres susceptíveis de serem construídas de acordo com este padrão.

$$\frac{7 \times m_T}{\rho_s \times c_{f,T} \times A_T \times \sqrt{d_b \times \tau_0}} \times \left(\frac{5}{6} - \frac{h_T}{h} \right)^2 < 1 \quad (2.62)$$

Em que,

$c_{f,T} \times A_T$ – Soma das forças do vento do painel, incluindo elementos não estruturais, com início a partir do topo da torre, e de modo que $c_{f,T} \times A_T$ seja menor do que um terço do somatório global para o conjunto da torre;

ρ_s – Densidade do material da estrutura (kg/m^3);

m_T – Massa total dos painéis que compõem $c_{f,T}$ (kg);

h – Altura da torre (m);

h_T – Altura total dos painéis que compõem $c_{f,T}$, mas não superior a $h/3$, (m);

τ_0 – Constante dada pela relação volume/resistência, dada pelo valor 0.001 m;

d_b – Profundidade na direcção do vento, e que poderá ser tomada com os seguintes valores:

- Base d para torre de base quadrangular/rectangular (m);
- $0.75 \times$ largura da base para torres de base triangular (m).

A força do vento sobre a torre na direcção do mesmo pode ser determinada pela expressão do EN1991-1-4, usando um coeficiente de força dado pelo anexo da norma 1993-3-1. A carga a utilizar no cálculo as forças de membros de contraventamento está dependente da configuração da torre. Para torres em que os declives das pernas são de tal modo, que, quando projectados, eles se intersectam acima da parte superior da torre, a força máxima de corte acima de um dado nível deve ser determinado de acordo com a equação(2.63).

$$S_{max} = S_{m,w} \times \left[1 + \left(1 + 0.2 \times \left(\frac{z_m}{h} \right)^2 \right) \times \frac{[1 + 7 \times I_v(z_e)] \times c_s \times c_d - 1}{c_0(z_m)} \right] \quad (2.63)$$

Em que,

I_v – Intensidade de turbulência;

$c_s c_d$ – Coeficiente estrutural;

z_m – Altura acima da base em que o efeito da carga é necessário (m);

h – Altura total da torre (m);

c_0 – Coeficiente de orografia.

Para além dos casos de carga mencionados no capítulo 2.2.1, em torres em que os montantes se encontram inclinados, de modo que, quando projectados, eles se intersectam abaixo da altura da torre, será necessário realizar para os elementos contraventados, caso das diagonais, duas análises de carregamento de acordo com:

- A carga de vento média, considerada abaixo da intersecção e a carga de vento da rajada equivalente acima da intersecção;
- A carga média do vento, considerada acima da intersecção e a carga da rajada equivalente do vento abaixo da intersecção.

Este facto tem por base uma explicação, apresentada em Travanca[28], que realizando o equilíbrio de momentos dos esforços instalados nas diagonais no ponto O da Figura 2.12, obtem-se a seguinte expressão:

$$S_1 = \frac{\bar{p}_2 \times z_2 - \bar{p}_1 \times z_1}{2 \times L} \quad (2.64)$$

Em que,

S_1 – Força nos membros representados (diagonais);

$\bar{p}_2$ – Carga para uma velocidade média do vento à distância z_2 do ponto O;

$\bar{p}_1$ – Carga para uma velocidade média do vento à distância z_1 do ponto O;

z_2 – Distância do centro da média das velocidade de h_2 ao ponto O;

z_1 – Distância do centro da média das velocidade de h_1 ao ponto O;

L – Comprimento entre os ponto A e O da Figura 2.12.

Caso as duas parcelas apresentadas na expressão sejam da mesma ordem de grandeza, as forças nas diagonais apresentarão valores reduzidos, o que conduzirá a um dimensionamento irrealista, contra a segurança.

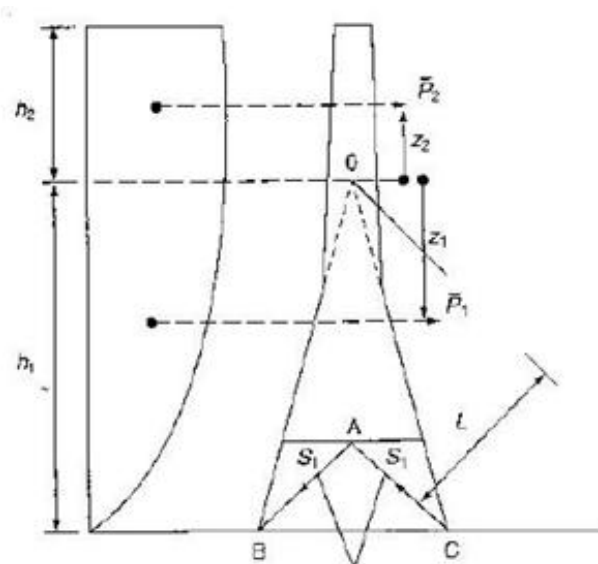


Figura 2.12 - Ilustração do efeito do vento em torres de montantes inclinados (adaptado de [17])

A força média do vento na direcção do mesmo sobre a torre, deve ser determinada de acordo com a expressão (2.65).

$$F_{m,W}(z) = \frac{q_p}{1 + 7 \times I_v(z_e)} \times \sum c_f \times A_{ref} \quad (2.65)$$

A força equivalente da rajada de vento na direcção do mesmo, sobre a torre, pode ser determinada com a expressão (2.66).

$$F_{T,W}(z) = F_{m,W}(z) \times \left[1 + \left(1 + 0.2 \times \left(\frac{z_m}{h} \right)^2 \right) \times \frac{[1 + 7 \times I_v(z_e)] \times c_s \times c_d - 1}{c_0(z_m)} \right] \quad (2.66)$$

Em que,

I_v – Intensidade de turbulência;

$c_s c_d$ – Coeficiente estrutural;

z_m – Altura acima da base em que o efeito da carga é necessário (m);

h – Altura total da torre (m);

c_0 – Coeficiente de orografia.

No caso das torres com montantes inclinados, que quando projectados, se cruzam acima do topo da torre, os esforços são obtidos somente com recurso à acção equivalente de rajada, que é semelhante à acção proposta pelo NP EN 1991-1-4 para definir a acção do vento. Para estruturas que apresentem mais do que um ponto de intersecção, devem ser analisados mais dois casos de carga em cada painel.

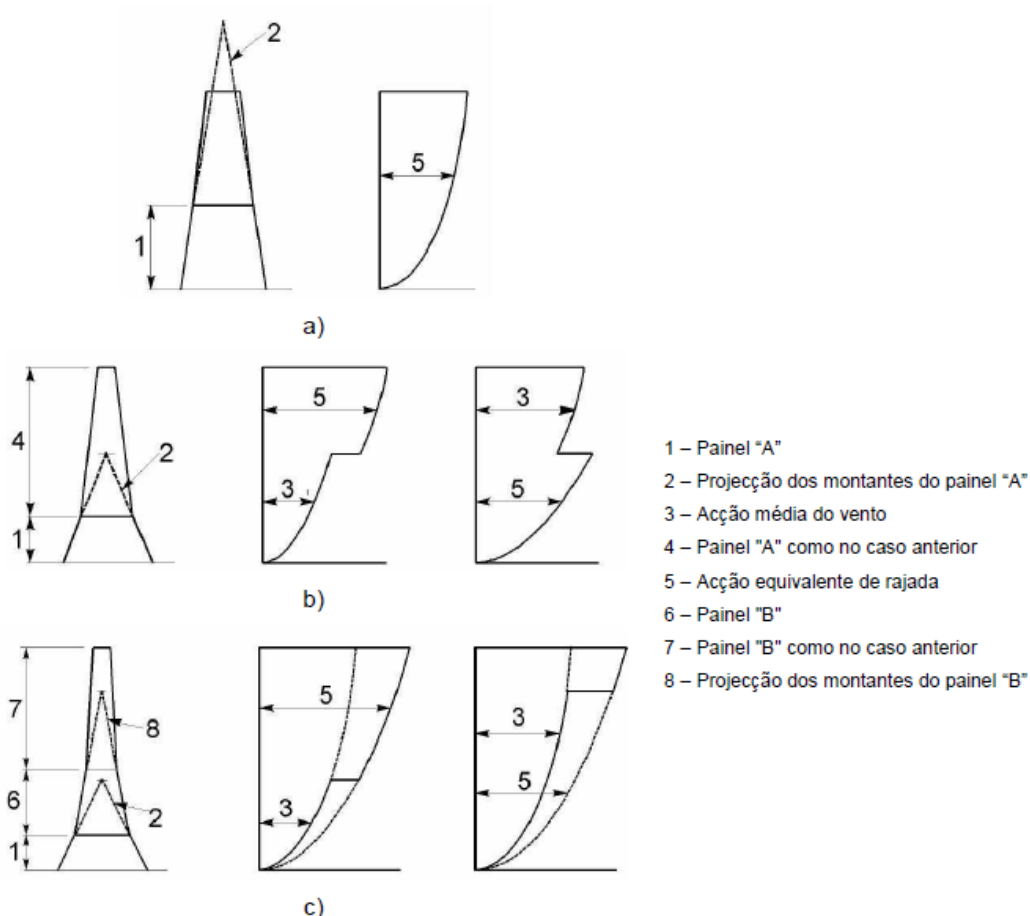


Figura 2.13- Casos de carga (adaptado de [17])

As escadas, plataformas e contraventamento auxiliares de segurança devem respeitar especificações relativas às mesmas. A protecção contra raios deve ser eficazmente ligada à terra, através de um anel de fita metálica em torno da base a qual deve ser ligada a placas metálicas. O aviso para aeronaves e protecção contra vandalismo também deve ser tido em conta.

2.3. TIA-222-G

2.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Desenvolvida pela *Telecommunication Industry Association* (TIA), a norma ANSI/TIA Standard 222[21] visa facultar conhecimento relativo a estruturas de suporte de antenas e aos diversos

acessórios que a compõem. Esta norma trata-se de um documento que rege o projecto, fabricação e instalação de torres de telecomunicações, tanto ao nível da superestrutura como das fundações, nos Estados Unidos da América. O documento poderá ser aplicado a todo o tipo de locais, de forma a acomodar o crescimento da indústria de telecomunicações móveis. Uma vez que a acção e o projecto são dois elementos importantes na constituição da presente norma, esta foi formulada com base em publicações e normas já existentes, tal como é apresentado de seguida[30]:

- Condições de carregamento
 - ASCE 7-02, “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”[31];
- Condições de projecto
 - AISC-LRFD-99, “Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings”[32];
 - ACI 318-05 “Building Code Requirements for Structural Concrete”[33]

A norma Telecommunication Industry Association (TIA-222-G[21]) é aplicável principalmente a estruturas de aço, definindo requisitos para o projecto estrutural, construção, alteração das antenas, montagem, componentes, isoladores e fundações. Esta norma ostenta-se como apropriada para estruturas de suporte de antenas.

As secções seguintes apresentam os requisitos da norma[21], no estudo de uma estrutura treliçada. A estrutura deve satisfazer dois limites principais. Um deles é o estado limite último de forma a garantir a segurança para condições extremas de carga, enquanto o outro é o estado limite de serviço para garantir o fornecimento do serviço para condições normais de carga. Uma vez que na análise requerida apenas se encontram subjacentes esforços devido ao peso próprio, à acção do vento e à acção do gelo, as combinações de força associadas ao estado limite ultimo são expressas nas equações (2.67), (2.68) e (2.69).

$$1,2 D + 1,0 D_g + 1,6 W_0 \quad (2.67)$$

$$0,9 D + 1,0 D_g + 1,6 W_0 \quad (2.68)$$

$$1,2 D + 1,0 D_g + 1,0 D_i + 1,0 W_i \quad (2.69)$$

Em que,

D – Carga associada ao peso próprio da estrutura e das suas componentes;

D_g – Peso próprio dos cabos, caso se trate de uma estrutura estaiada;

W_0 – Carga do vento sem a combinação da componente do gelo;

D_i – Peso do gelo, dependente da espessura e do peso volúmico;

W_i – Carga do vento com a combinação da componente do gelo.

Tendo em consideração a necessidade de analisar a acção do vento sobre a estrutura, é essencial definir-se as características, dimensões e coeficientes de força associados a cada acessório que compõe a estrutura. Destes fazem parte as antenas, as linhas de transmissão, os elementos de ligação das antenas, as plataformas, os sinais, os aparelhos de anti-subida e os equipamentos de sinalização luminosa.

A velocidade básica do vento sem contabilização do gelo (V), é quantificada pela velocidade do vento a uma altura de 10 metros acima do solo, com uma duração da rajada de 3 segundos, tendo em conta uma categoria de exposição C, mediante um período de retorno de 50 anos. Da mesma forma, a velocidade básica do vento com contabilização do gelo (V_i), apenas difere do conceito anterior, uma vez que se tem de contabilizar um acréscimo de área de exposição da estrutura à acção do vento, resultante da espessura do gelo de projecto (t_i). Torna-se necessário considerar a contribuição da mesma para o peso próprio da estrutura.

A velocidade básica do vento sem gelo e com gelo pode ser obtida através do anexo B da norma[21], considerando sempre que a acção do vento, corresponde a uma acção horizontal e o gelo como um polimento da própria estrutura. O gelo pode ser ignorado para estruturas localizadas em regiões onde a espessura de gelo de projecto é menor ou igual a 6 mm.

Uma vez que se pretende a aplicação da norma fora do continente americano, não existe qualquer referência relativa aos valores a ter em consideração. Assim sendo, é necessário proceder a uma análise estatística para se estabelecer os valores de projecto consistentes a partir de dados climáticos disponíveis, contabilizando o comprimento do registo, erros de amostragem, tempo médio, altura anemométrica, qualidade dos dados e a exposição do terreno.

O peso do gelo e a carga do vento com a combinação das duas acções, dependem da espessura do gelo. Desta forma a norma apresenta um conjunto de expressões que permitem a sua determinação, tendo em conta a sua variabilidade em altura, tal que:

$$t_{iz} = 2 \times t_i \times I \times K_{iz} \times (K_{zt})^{0,35} \quad (2.70)$$

Em que,

K_{iz} – Factor em altura para a espessura do gelo, dado pela expressão:

$$K_{iz} = \left(\frac{z}{10}\right)^{0,1} < 1,4 \quad (2.71)$$

t_i – Espessura de cálculo do gelo (m);

K_{zt} – Factor topográfico;

I – Factor de importância, que pode ser obtido através do Quadro 2.8;

z – Altura acima do solo (m).

A norma define, para o gelo, um peso relativo de 8.8 KN/m^3 , respeitante ao peso volúmico de 900 kg/m^3 .

2.3.2. ACÇÃO DO VENTO SOBRE A ESTRUTURA

A acção do vento deve incluir o somatório das forças horizontais de projecto aplicadas à estrutura, na direcção do vento e as forças similares aplicadas sobre os acessórios. Estes acessórios incluem antenas, suportes e linhas, e devem ser considerados como parte integrante da estrutura. A força de projecto para acção do vento deve basear-se nos resultados da máxima resposta para uma dada direcção. No caso das estruturas articuladas, devem ser aplicadas em todas as faces.

A força do vento deve ser determinada usando um factor de rajada e um factor direcciona. O factor direcciona deve ser determinado com base no tipo de estrutura de suporte. A força do vento não deve exceder a força do vento calculada para um índice de cheios igual à unidade mais a carga afecta aos acessórios.

A força de projecto do vento é determinada a partir da expressão:

$$F_w = F_{ST} + F_A \quad (2.72)$$

Em que,

F_{ST} – Força do vento de projecto sobre a estrutura (kN);

F_A – Força do vento de projecto sobre os acessórios (kN).

A força do vento de projecto, F_{ST} , é aplicada a cada secção da estrutura, e pode ser determinada recorrendo à equação (2.73).

$$F_{ST} = q_z \times G_h \times (EPA)_s \quad (2.73)$$

q_z – Pressão de velocidade (m/s);

G_h – Factor de efeito de rajada;

$(EPA)_s$ – Área projectada efectiva da estrutura (m^2).

Sendo que a pressão de velocidade poderá ser obtida através da expressão:

$$q_z = 0,613 \times K_z \times K_{zt} \times K_d \times V^2 \times I \quad (2.74)$$

Onde,

K_z – Coeficiente de pressão de velocidade;

K_{zt} – Factor topográfico;

K_d – Factor de probabilidade de direcção do vento, Quadro 2.6;

V – Velocidade básica do vento para as condições de carga em investigação (m/s);

I – Factor de importância.

O factor de probabilidade da direcção do vento (K_d) permite analisar a influência do tipo de estrutura na definição da acção em análise. Estruturas reticuladas, com secção transversal triangular, quadrada ou rectangular, apresentam na sua análise um conjunto reduzido de direcções da acção que deverão ser tidas em conta. No entanto em estruturas tubulares, qualquer direcção é susceptível de ser analisada, pois poderá ser condicionante no projecto. Estas considerações foram tidas em conta e a norma apresenta para o factor de probabilidade da direcção do vento, os valores representados no Quadro 2.6.

Quadro 2.6 - Factor de probabilidade da direcção do vento

Tipo de estrutura	K_d
Estruturas treliçadas ou articuladas com secção transversal triangular, quadrada ou rectangular, incluindo os seus pertences	0,85
Estruturas tubulares, estruturas treliçadas com excepção das secções triangulares, quadradas e rectangulares, força do projecto dos pertences	0,95

O factor de importância (I) representa o grau de perigo para a vida humana, risco de danos à propriedade envolvente e a fiabilidade do serviço, tal como é apresentado no Quadro 2.8, em que o atraso de devolução de serviço deverá ser aceitável.

Quadro 2.7 - Classe estrutural

Descrição da estrutura	Classe
Estrutura que devido à altura/localização representam um baixo risco para a vida humana, onde o atraso na devolução do serviço é aceitável	I
Estrutura que devido à altura/localização representam um risco substancial para a vida humana, provocando danos materiais em caso de falha	II
Estrutura que devido à altura/localização representam um risco elevado para a vida humana, provocando danos materiais em caso de falha e essencial para a garantia de serviço	III

Em função da classe estrutural e da acção em análise, é possível obter o valor do factor de importância. A acção do gelo, do vento e do sismo, aumenta progressivamente com a definição da classe estrutural a partir da classe estrutural I para estruturas de classe III. Estruturas com a

classificação I são isentas de carregamentos ao gelo e ao sismo. Exemplos de estruturas de classe II são as torres que fornecem serviços de telecomunicações, televisão, radio e microondas, enquanto para a classe III fazem parte as torres relacionadas com telecomunicações de emergência, serviço militar e de defesa nacional. Às estruturas de categoria II atribui-se um período de retorno de 50 anos e devem ser dimensionadas para ter em conta a acção do gelo, enquanto que, as de categoria III pela sua importância devem ser dimensionadas para um período de retorno de 100 anos.

Quadro 2.8 - Factor de importância

Classe estrutural	Carga do vento sem gelo	Carga do vento com gelo	Espessura de gelo	Sismo
I	0,87	N/A	N/A	N/A
II	1	1	1	1
III	1,15	1	1,25	1,5

O valor do coeficiente de pressão de velocidade está dependente da categoria de exposição do local onde se pretende implantar a torre. A categoria de exposição retrata adequadamente as características das irregularidades do solo de superfície no local, tendo em conta as variações existentes na rugosidade superficial do solo, no que diz respeito à topografia natural, vegetação e recursos físicos existentes (construções). De seguida são enunciadas as classes de exposição regulamentares:

- Classe B - Áreas urbanas e suburbanas, áreas arborizadas, ou outro terreno com vários obstáculos espaçados com a dimensão de uma única família de habitações. A utilização deste tipo de exposição deve ser limitada para terrenos segundo os quais se tem esta classe de exposição a uma distância de pelo menos 800 m ou vinte vezes a altura da estrutura.
- Classe C – Terreno aberto com obstáculos espalhados, com alturas geralmente menores que 9,1 m. Esta categoria inclui zonas planas e abertas, campos, e linhas costeiras em regiões propensas a furacões.
- Classe D – Terrenos planos, regiões costeiras exposta ao vento, para uma distância de pelo menos 1,61km da costa. Incluem as vias navegáveis interiores, lagos e áreas costeiras não propícias a furacões. A classe D estende-se para o interior a uma distância de 200m ou vinte vezes a altura da estrutura.

As categorias de exposição permitem ajustar a acção do vento ao tipo de terreno envolvente, o que leva a que a acção do vento seja majorada das exposições de classe B (mais acidentadas) para as exposições de classe D. A velocidade do vento pode ser ajustada com base no tipo de terreno circundante (Classe de exposição B, C ou D) e pela existência nas proximidades de uma colina ou escarpa, através da categoria topográfica (Categoria topográfica 1,2,3,4 ou 5).

O coeficiente de pressão de velocidade depende, como enunciado anteriormente, da categoria de exposição, da altura acima do solo a partir da base da estrutura (z), da altura nominal da camada limite

atmosférica (z_g), da velocidade do vento de rajada segundo a lei de potência exponencial e do valor do coeficiente de pressão de velocidade mínimo, que por sua vez depende da classe de exposição.

$$K_z = 2,01 \times \left(\frac{z}{z_g} \right)^{2/\alpha} \quad (2.75)$$

Onde:

$$K_{zmin} \leq K_z \leq 2,01 \quad (2.76)$$

Em que,

z – Altura acima do nível da base da estrutura (m);

α – Expoente para a lei de potência da velocidade de rajada a 3 segundos;

K_{zmin} – Valor mínimo para o coeficiente de pressão de velocidade;

z_g – Altura nominal da camada limite da atmosfera (m).

Estes três últimos dependem da classe de exposição e podem ser obtidos através do Quadro 2.9.

Quadro 2.9 - Coeficientes z_g , α , K_{zmin} e K_e

Categoria de exposição	z_g (m)	A	K_{zmin}	K_e
B	366	7	0,7	0,9
C	274	9,5	0,85	1
D	213	11,5	1,03	1,1

As variações da morfologia topográfica, como o caso dos montes, cumes e escarpas, constituem mudanças bruscas na topografia geral, devendo ser incluídos no cálculo das acções do vento, sob as seguintes condições:

- A colina, cume ou escarpa é isolada e desobstruída por outros, de características topográficas semelhantes, de altura comparável num raio de 3,22km medidos na horizontal a partir do ponto de localização;
- A colina, cume ou escarpa projectada por um factor de dois ou acima da média das características do terreno envolvente num raio de 3,22km;
- O declive da característica topográfica excede 0,1;
- A altura característica topográfica é maior ou igual do que 4,57m para as exposições C e B e 18m para a exposição B.

A categoria topográfica de uma estrutura pode ser avaliada segundo as seguintes categorias:

- Categoria 1 – sem mudanças abruptas na topografia geral, terreno plano, sem condições de aceleração do vento, uma vez que não há aumento da carga de vento para esta categoria;
- Categoria 2 – estrutura localizada perto ou no topo de uma escarpa. A velocidade do vento deve ser considerada em todas as direcções. Estruturas localizadas verticalmente na metade inferior de uma escarpa ou horizontalmente, para além de 8 vezes a altura da escarpa, a partir da sua crista, será permitida a consideração de categoria topográfica 1. As cargas do vento na crista são cerca de duas vezes superiores quando comparadas com uma envolvente plana, e diminuem com a altura dependendo da altura da escarpa;
- Categoria 3 – estruturas localizadas na metade superior de uma colina. Estruturas localizadas verticalmente na metade inferior de uma colina será permitida a consideração como categoria topográfica 1. Segundo a Rohn Solutions[34], as cargas do vento no topo da colina são cerca de 2,3 vezes superiores quando comparada com uma envolvente plana, diminuindo com a altura;
- Categoria 4 – estruturas localizadas na metade superior de uma crista. Estruturas localizadas verticalmente na metade inferior de uma crista será permitida a consideração como categoria topográfica 1. As cargas do vento no topo da crista/cume são cerca de 3 vezes superiores quando comparadas com uma envolvente plana. A altura neste caso é a diferença entre a altura superior e inferior da serra;
- Categoria 5 – a aceleração do vento é definida com base em critérios específicos de investigação.

Apesar das condições “*in situ*” apresentarem características únicas, a norma apresenta um conjunto de categorias que visa classificar a envolvente para condições próximas das reais. A morfologia envolvente e a altura relativamente ao solo, condicionam o aumento de carga de vento, assim o efeito da aceleração do vento deve ser tido em conta no cálculo do factor topográfico. O factor topográfico pode ser determinado recorrendo à equação (2.77).

$$K_{zt} = \left[1 + \frac{K_e \times K_t}{K_h} \right]^2 \quad (2.77)$$

Em que,

K_e – Constante que depende da tipologia do terreno, Quadro 2.9;

K_t – Constante que depende da topografia do terreno (Quadro 2.10);

K_h – Factor de redução da altura, dado pela equação (2.78).

$$K_h = e^{\left(\frac{f \times z}{H} \right)} \quad (2.78)$$

Onde,

f – Factor de atenuação em altura (Quadro 2.10);

z – Altura acima do solo a partir da base da estrutura (m);

H – Altura da crista acima do terreno circundante, que não deve ser entendida como a elevação do local, representa a diferença entre a elevação montanhosa local e a altura média circundante, num raio de 2 milhas, tal como se ilustra na Figura 2.14, em metros.

Quadro 2.10 - Factor de redução em altura e constante topográfica

Categoria topográfica	K_t	f
2	0,43	1,25
3	0,53	2
4	0,72	1,5

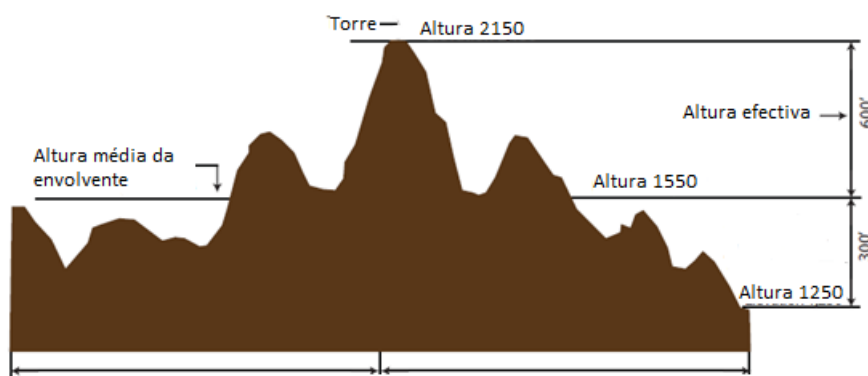


Figura 2.14 - Altura da crista acima do terreno circundante (adaptado de [34])

Para a categoria topográfica 1, tem-se um factor topográfico igual à unidade e para uma categoria 5, é fundamental que se baseie nos resultados de uma investigação concreta.

Segundo a norma, para estruturas articuladas auto suportadas, com uma altura superior a 183m, o factor do efeito rajada deve ser igual à unidade. Para estruturas de 137m ou menos, considera-se que o valor do factor deve ser igual a 0.85. Para valores acordados entre o intervalo [137;183], o factor em causa é determinado com recurso a uma interpolação linear (expressão (2.79). Uma vez que a altura (h) é um dado preponderante, deve-se ter em consideração que nos casos de estruturas suportadas em edifícios, a altura não inclui a extensão da estrutura de suporte.

$$G_h = 0,85 \times 0,15 \times \left[\frac{h}{45,7} - 3,0 \right] \quad (2.79)$$

$$0,85 \leq G_h \leq 1,00 \quad (2.80)$$

As disposições da presente norma TIA-222-G[21], têm em consideração os efeitos da carga de amplificação provocada pela rajada de vento, em concordância com as vibrações do vento na estrutura.

A área efectiva projectada de torres treliçadas pode ser determinada através da equação seguinte:

$$(EPA)_S = C_f \times \left[D_f \times \sum A_f + D_r \times \sum A_r \times R_r \right] \quad (2.81)$$

Em que,

$$C_f = 4,0 \times \varepsilon^2 - 5,9 \times \varepsilon + 4 \quad (\text{Secções quadradas}) \quad (2.82)$$

$$C_f = 3,4 \times \varepsilon^2 - 4,7 \times \varepsilon + 3,4 \quad (\text{Secções triangulares}) \quad (2.83)$$

ε – Índice de cheios, dado pelo somatório das áreas das componentes estruturais planas e redondas a dividir pela área bruta total da face. Este parâmetro pode ser determinado através da expressão (2.81).

$$\varepsilon = \frac{A_f + A_r}{A_g} \quad (2.84)$$

A_f – Área projectada das componentes estruturais planas de uma face;

A_r – Área projectada das componentes estruturais redondas de uma face incluindo a área projectada do gelo em componentes estruturais planas e redondas para a combinação de carga vento + gelo;

D_f – Factor de direcção do vento para componentes estruturais planas;

D_r – Factor de direcção do vento para componentes estruturais redondas;

R_r – Factor de redução para elementos redondos, determinado através das equações (2.85) a (2.87).

$$R_r = 0.57 - 0.14 \times \varepsilon + 0.86 \times \varepsilon^2 - 0.24 \times \varepsilon^3; \text{ quando } C < 4.4 \text{ e para todas as condições de gelo (regime subcrítico);} \quad (2.85)$$

$$R_r = 0.36 - 0.26 \times \varepsilon + 0.97 \times \varepsilon^2 - 0.63 \times \varepsilon^3; \text{ quando } C > 8.7 \text{ e para condições de inexistência de gelo (regime supercrítico);} \quad (2.86)$$

Com,

$$C = [I \times K_z \times K_{zt}]^{1/2} \times V \times D \quad (2.87)$$

I – Factor de importância;

K_z – Coeficiente de pressão de velocidade;

K_{zt} – Factor topográfico;

V – Velocidade base do vento para as condições de carga de projecto (m/s);

D – Diâmetro exterior da componente estrutural sem gelo (m).

A força do vento sobre a estrutura deve ser igualmente distribuída por cada montante. No que diz respeito aos acessórios ou pertences, esta pode ser aplicada sobre o montante onde o acessório se encontra localizado.

Mediante algumas considerações importantes, os membros de contraventamento de faces adjacentes e do plano interior, não devem ser incluídas dentro da área projectada das componentes estruturais. Quando se utilizam parafusos, devemos entrar com uma redução R_a (razão entre a área projectada dos acessórios e a área projectada do membro estrutural sem os acessórios. Para as condições de gelo, a espessura de gelo não precisa de ser incluída na determinação de R_a . Quando os parafusos e as irregularidades semelhantes estão ligadas a um membro da estrutura plana, as áreas projectadas dos anexos devem ser consideradas separadamente para além do membro estrutural e usado um coeficiente de força adequado, excepto quando o parâmetro R_a é inferior a 0,1 (onde as áreas projectadas podem ser ignoradas).

A área efectiva projectada para os montantes de estrutura treliçada, tem em consideração o facto das montantes da torre treliçada se considerarem equivalentes a membros redondos com o objectivo de determinar a área efectiva projectada. A norma TIA-222-G[21] define um registo de exclusividade para estruturas treliçadas com altura inferior a 18 m e postes de altura inferior a 6 m, em que a força de projecto do vento e a espessura de gelo poderão ser uniformes e baseadas nas condições da secção a meia altura.

2.3.3. ACÇÃO DO VENTO SOBRE OS ACESSÓRIOS

A força de cálculo para os acessórios, poderá ser determinado através da expressão:

$$F_A = q_z \times G_h \times (EPA)_A \quad (2.88)$$

q_z – Pressão de velocidade;

G_h – Factor de efeito de rajada;

$(EPA)_A$ – Área projectada efectiva dos acessórios (m^2).

Esta força deve ser aplicada no centro de massa da área efectiva dos acessórios segundo a direcção do vento em análise. Para acessórios lineares, o comprimento a considerar para a pressão de velocidade e espessura do gelo não pode ser excedido para os comprimentos de 18 m, para estruturas treliçadas e 6 m em mastros tubulares.

Na ausência de dados, a força do vento sobre as antenas de microondas poderá ser determinada através do Anexo C da norma TIA-222-G[21]. Desta forma na ausência de dados, a definição da área projectada efectiva dos acessórios poderá ser determinada da seguinte forma:

$$(EPA)_A = K_a [(EPA)_N \times \cos(\theta)^2 + (EPA)_T \times \sin(\theta)^2] \quad (2.89)$$

Em que,

K_a - Factor de protecção, que deve ser considerada igual às condições enumeradas a seguir, podendo-se considerar conservativo quando se utiliza o valor unitário na definição da constante. Contudo esta é igual para todas as direcções:

- $K_a = 1$, para pertences redondos, quando os coeficiente de força supercríticos são considerados;
- $K_a = (1 - \varepsilon)$, para pertences quando os coeficientes de força subcríticos são considerados, onde ε é o índice de cheios mínimo da estrutura numa face para a secção que contém o pertence. Este coeficiente não pode exceder os 0,6;
- $K_a = 0.8$, para antenas e para as configurações de montagem da antenas.

θ – Ângulo relativo entre o azimuth associado com a face normal do pertence e a direcção do vento;

$(EPA)_N$ – Área efectiva projectada associada (m^2);

$(EPA)_T$ – Área efectiva projectada associada (m^2).

Existe outra especificação para a determinação das áreas em causa, tendo em conta a figura 2.15:

$$(EPA)_N = \sum (C_a \times A_A)_N \quad (2.90)$$

$$(EPA)_T = \sum (C_a \times A_A)_T \quad (2.91)$$

Em que,

C_a – Constante obtida através da figura mencionada anteriormente, e que representa o coeficiente de força;

A_A – Área projectada do acessório (m^2).

Tipo de membro	Relação de aspecto < 2,5	Relação de aspecto =7	Relação de aspecto >25
	Ca	Ca	Ca
Secções de lados planos	1,2	1,4	2
Secções circulares	C < 4,4 (Subcrítico)	0,7	0,8
	4,4 < C < 8,7	$1,43/(C^{0,485})$	$1,47/(C^{0,415})$
	C > 8,7 (Supercrítico)	0,5	0,6
Em que: $C = (I \times K_{zt} \times K_z)^{0,5} \times V \times D$			

Figura 2.15 - Coeficiente de força de elemento auxiliar (adaptado de [21])

A relação de aspecto é a razão entre o comprimento e a largura no plano normal à direcção do vento. Uma vez que as escadas contemplam elementos de relação elevada, é necessário ter em consideração a coluna à direita da tabela que contempla a figura 2.15.

2.3.4. CRITÉRIOS DE REGULARIDADE ESTRUTURAL

Quando o vértice que define a projecção das pernas inclinadas da torre autoportante, se encontra dentro da torre, a pressão de velocidade deve variar de três formas para a combinação de carga principal:

- Pressão do vento total sobre toda a altura da estrutura;
- Pressão da velocidade plena abaixo do ponto do vértice e pressão média de velocidade acima;
- Pressão da velocidade total acima do ponto do vértice e pressão média de velocidade abaixo do mesmo.

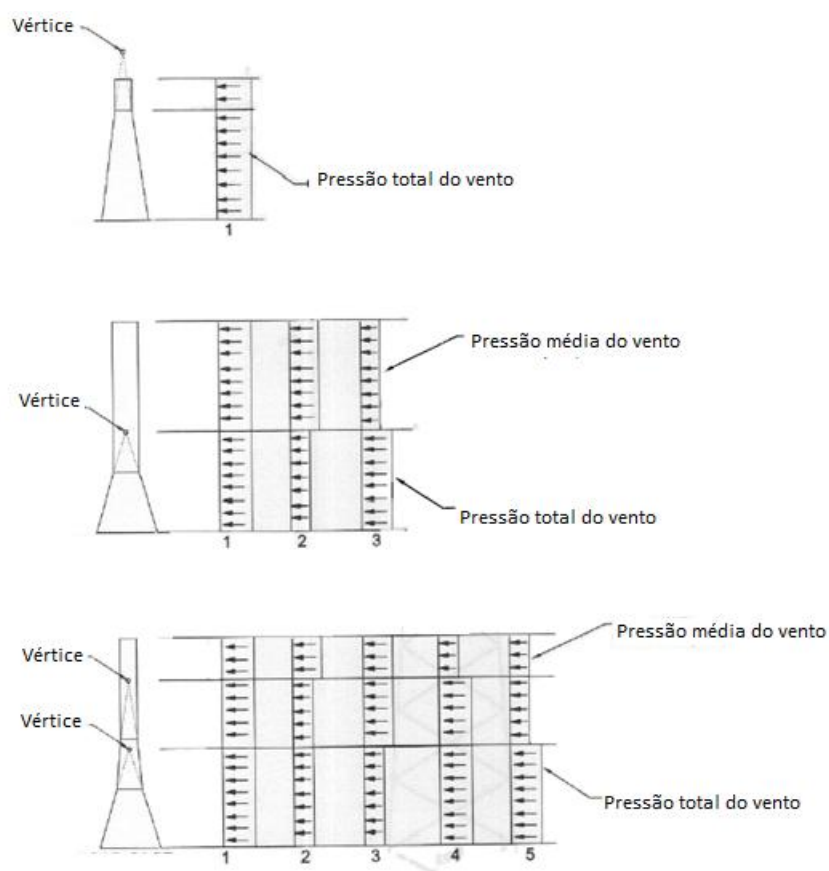


Figura 2.16 - Casos de carga especiais (adaptado de [21])

A pressão média de velocidade pode ser determinada pelo produto da pressão da velocidade, expressão 2.58, pelo factor de conversão médio do vento, obtida através do Quadro 2.17.

Quadro 2.11 - Factor de conversão médio do vento (adaptado de [21])

Categoria de exposição	Factor de conversão da média do vento
B	0,55
C	0,60
D	0,65

No que diz respeito aos requisitos de serviço, a norma salvaguarda algumas condições. As deformações sob acção das cargas de serviço, devem defender as exigências requeridas pela norma, salvo outra indicação. Assim estas não devem exceder:

- Uma rotação de 4 graus em torno do eixo vertical ou de qualquer eixo horizontal;
- Um deslocamento horizontal de 3% da altura da estrutura;
- Para estruturas em consola tubulares e treliças, postes ou estruturas semelhantes, um descolamento relativo horizontal de 1,5% da medida entre a ponta da consola e a sua base.

As cargas de serviço têm em conta uma combinação de acções para uma velocidade base do vento de 27 m/s. A combinação é dada pela equação (2.89).

$$1,0 \times D + 1,0 \times D_g + 1,0 \times W_0 \quad (2.92)$$

Em que,

D – Carga associada ao peso próprio da estrutura e das suas componentes;

D_g – Peso próprio dos cabos, caso se trate de uma estrutura estaiada;

W₀ – Carga do vento sem a combinação da componente do gelo.

Nas condições de serviço, considera-se o factor de importância igual à unidade e o factor direcciona igual a 0,85, para todas as estruturas. A pressão de velocidade, o factor topográfico e o factor do efeito rajada, são iguais ao do estado limite último.

A norma faz referência aos modelos de análise de estruturas treliçadas. O modelo treliça elástico tridimensional produz apenas esforço axiais, enquanto os membros contínuos transmitem momentos e esforços axiais. A força horizontal a ser aplicada na estrutura devido à acção do vento, deve ser igualmente distribuída pelo painel do modelo. Uma das particularidades evidenciadas na norma, remete à não consideração dos efeitos P-Δ, em torres treliçadas auto-suportadas com altura inferior a 137m e com uma relação entre a largura e a altura menor do que 10. Quando esta norma é adoptada para uso internacional, é necessário determinar as velocidades de vento (rajada de 3-segundos) e as espessuras de gelo adequadas.

Tal como outras normas, esta define uma metodologia para a determinação da frequência fundamental da estrutura numa dada direcção, a considerar usando propriedades e características de deformabilidade da própria estrutura e dos elementos. Esta formulação apresenta-se nas equações (2.93) e (2.94).

$$f_1 = \frac{K_s \times (W_a)}{h^2} \times \sqrt{\frac{W_1}{W_1 + W_2}} \quad (2.93)$$

Em que,

$$W_1 = W \times \left[\left(\frac{W_a}{W_0} \right)^2 + 0.15 \right] \quad (2.94)$$

$K_s = 1500$;

W – Peso total da estrutura incluindo pertences;

W_2 – Peso da estrutura e acessórios a 5% do topo relativamente à altura total da estrutura;

W_a – Largura média da superfície da estrutura (m);

W_0 – Largura da face na base da estrutura (m);

h – Altura da estrutura (m).

3

MODELAÇÃO, ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo, explicar-se-á o processo que conduziu à modelação da estrutura desenvolvida pelo autor, tendo em conta o modelo adoptado e os processos de cálculo que permitiram a obtenção de resultados. Serão assim abordados aspectos como a geometria, as acções e as considerações de projecto adoptadas em ambas as normas. No final do capítulo será feita uma análise comparativa entre os dois modelos (Modelo 2 e Modelo 1) desenvolvidos pelo autor e uma análise das características das ligações, no que diz respeito à sua definição.

3.2. GEOMETRIA, MATERIAL E SECÇÕES

Normalmente, as torres de telecomunicações são estruturas treliçadas de base triangular ou quadrangular, sendo compostas por elementos de espessura reduzida, como cantoneiras ou perfis tubulares. O custo de construção e concepção representam uma pequena parcela, face ao custo global, de um projecto complexo, dada a necessidade de implantar vias de acesso, equipamentos de monitorização, fontes de alimentação, transmissores e antenas.

Segundo Smith[1] e Andersen[2] existe um conjunto de factores que se deve ter em conta na prospecção de um projecto, tais como:

- Altura da antena necessária para cada sistema de antenas a implantar na torre;
- Coeficientes de forma das antenas e de outros elementos que não fazem parte da super-estrutura;
- Peso, tamanho e disposição de todos os alimentadores;
- Formação de gelo em estruturas de aço e a sua probabilidade de ocorrer com vento forte;
- Deflexões angulares permitidas e a elevação de cada antena acima do qual o sinal de transmissão é reduzido;
- Grau de segurança exigido;
- Área de solo disponível e os acessos ao local de implantação;
- Natureza geológica local;
- Custo global de terreno;

- Custo e implicações da futura manutenção ou substituição;
- Estética;
- Fundações;
- Adequação à disposição estrutural, requisitos, códigos e normas aplicáveis;
- Condições de erecção.

No desenvolvimento do projecto de uma torre metálica, a eficiência estrutural e a economia são atingidas pela combinação ideal entre o projecto e a análise. Deste modo, é fundamental definir um esquema estrutural inicial, com base em predisposições existentes e posteriormente desenvolver um estudo económico/eficiente, tendo por base a alteração das secções transversais, perfis de contraventamento e a própria configuração estrutural. Este processo iterativo não só permite uma solução atractiva para o cliente, como também minimiza a resistência ao vento da própria estrutura.

A repetição das torres é usual no mercado do sector das linhas de transmissão e das telecomunicações. Assim sendo, qualquer economia ao nível do peso, pode gerar vantagens económicas significativas, o que levou à realização de um modelo 2 de projecto, dado que o anterior modelo (modelo 1), apresentava um número excessivo de ligações soldadas. Por outro lado, de forma a compreender as principais diferenças na aplicação de diferentes contraventamentos, o modelo 1 apresenta um contraventamento principal cruzado com elementos horizontais de interacção ao centro e elementos adicionais em forma de “M” (Figura 3.5), enquanto que o modelo 2 apresenta uma submissão dos elementos adicionais face ao anterior modelo. Apesar das diagonais do modelo 2 compreenderem um comprimento de encurvadura maior, e por isso o perfil da barra terá um peso por metro superior, garante-se a economia, pelo facto das ligações soldadas necessitarem de mão-de-obra especializada, com cuidados e linhas de montagem bastante demoradas e dispendiosas. De referir que ambos os modelos foram desenvolvidos pelo autor, para o desenvolvimento da dissertação.

Segundo Smith[1], o contraventamento escolhido no modelo 2, designa-se por cruzado com elementos horizontais de intersecção ao centro. O membro horizontal deve ser suficientemente rígido na direcção transversal para proporcionar apoio para os diferentes casos de carga dos elementos contraventados. Os meios para satisfazer este critério devem garantir que o membro horizontal resista às cargas dos membros cruzados.

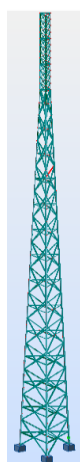


Figura 3.2 - Modelo 2



Figura 3.1 - Modelo 1

As torres metálicas de telecomunicações de grande altura caracterizam-se por apresentarem uma parte tronco-piramidal que se encontra junto ao solo, designada por fuste e outra parte recta, na qual são fixas as antenas. Assim sendo apresentam na parte inferior uma secção variável em altura. A disposição dos elementos da estrutura foi disposta com base numa regra de triângulos, de forma a encurtar os comprimentos de encurvadura do sistema estrutural e possibilitando a leveza e o equilíbrio estrutural desejado.

A definição das características gerais da torre, direcciona o estudo para uma dada geometria. Desta forma possui-se:

- Torre de secção transversal triangular;
- Secções tubulares para os montantes e secções em cantoneira, para os restantes membros;
- Elementos adicionais, caso de plataformas de trabalho, escadas, cabos e elementos de contraventamento adicionais, que se encontram posicionados dentro da estrutura da torre;

A economia representa um dos aspectos essenciais no dimensionamento de qualquer estrutura, sendo que a geometria global da torre forma o primeiro elemento principal na tomada de decisão, constituindo um dos principais condicionalismos na sua economia global. Deste modo, partiu-se de condições propostas pelo grupo Metalgalva, a qual se apresenta no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 - Características geométricas da torre de telecomunicações

Altura da Estrutura	100 m
Largura no topo	1,5 m
Largura na base	7,5 m
Comprimento constante	18 m

Com o crescimento dos aglomerados populacionais, a valorização do uso do solo têm crescido de forma exponencial. Assim sendo, dependendo das condições locais, é necessário ter em conta a área de terreno a utilizar. O custo do terreno, poderá inviabilizar a instalação da estrutura num dado local, apesar da largura efectiva ser reduzida.

A actual conjuntura económica que o país atravessa, não permite o envolvimento de uma empresa apenas no mercado nacional, e como tal é essencial desenvolver projectos, capazes de serem aplicados em qualquer outro país. Vigora assim a necessidade dos elementos em projecto não apresentarem uma extensão superior a 5,85 metros, de forma a serem transportados em contentores de navios. Desta forma, o grupo Metalgalva pretende desenvolver todo o processo de projecto, concepção, fabricação e transporte para outro país, sendo apenas realizada a montagem no país de destino.

A consideração anterior interferiu nas condições geométricas da estrutura ao nível da altura. Assim sendo, no Quadro 3.2, estão representados as características geométricas da mesma.

Quadro 3.2 - Características geométricas

Altura da estrutura	99,38351 m
Ângulo dos montantes 2	1,212376°
Ângulo dos montantes 3	2,420732°
Comprimento dos montantes	5,85 m

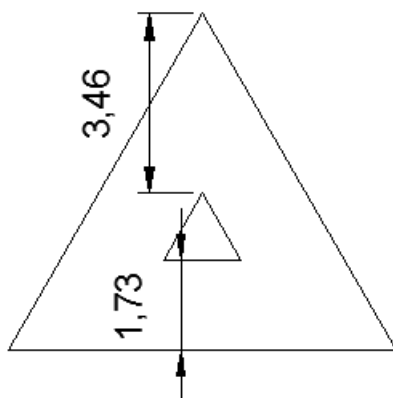


Figura 3.3 - Dimensões geométricas da base da torre de telecomunicações

Relativamente à configuração em altura, a largura da forma triangular vai decrescendo até atingir o valor de 1.5 m. Na restante extensão, a largura mantém-se constante, tal como pode ser visualizado na Figura 3.4.

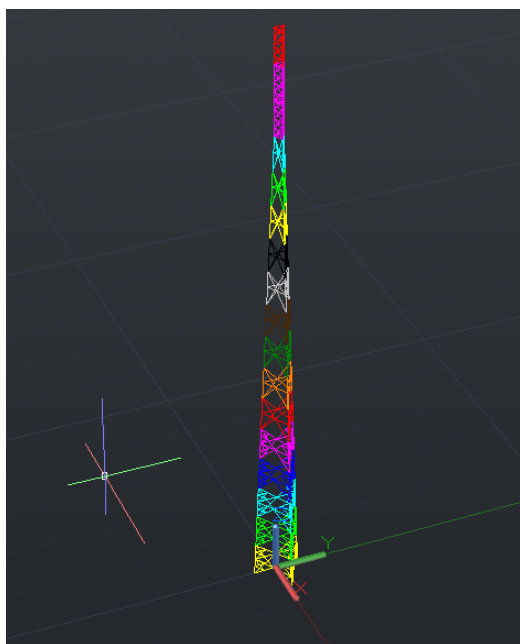


Figura 3.4 - Modelo 1 da torre de telecomunicações

Para torres autoportantes, a escolha das secções transversais e dos perfis dos vários membros, dependerá de questões práticas, como é caso de preços e prazos de entrega, produção racional e económica, ligações, instalação, galvanização em imersão a quente, transporte, montagem, esbelteza dos membros e tamanhos dos perfis [2].

Uma solução óptima para torres de altura aproximada de 100 m, são torres triangulares com montantes em tubos circulares, e diagonais cruzadas em tubos quadrados. Para alturas superiores adopta-se uma solução de torre estaiada, por se tornar mais económica [2]. A esbelteza da estrutura obriga à utilização de secções tubulares nos montantes, dadas as características de inércia intrínsecas nestas secções, independentemente da direcção em análise.

Os perfis tubulares apresentam segundo Firmo[35], características únicas, tornando-os apropriados no projecto de uma estrutura treliçada triangular. A sua área reduzida e a óptima resistência à encurvadura quando submetida à compressão para qualquer direcção proporcionam características primordiais para a sua aplicação no projecto. Apresenta geometricamente uma simetria radial, o que lhe confere uma tensão uniforme quando submetida a um esforço de compressão, evitando direcções preferenciais para a ocorrência de encurvadura. Para além do óptimo desempenho à compressão, as características geométricas da secção apresentam um excelente comportamento à tracção e à torção, combinado com um óptimo desempenho dos esforços combinados e a resistências a impactos e colisões. Nas condições em estudo, o desempenho aerodinâmico apresenta um papel relevante nas acções do vento, menos condicionantes face a secções de arestas vivas. A eficiência da secção por apresentar uma óptima rigidez para uma área de aço tão pequena, contribui para uma boa rigidez torsional deste tipo de estruturas.

Mediante do apresentado, a estrutura será triangular, com montantes de secção tubular, e com a aplicação de cantoneiras nas travessas e diagonais. Na análise global da estrutura a cada nível, as barras foram divididas em várias famílias, tais como:

- Montantes (1)
- Diagonais (2)
- Travessas (3)
- Restantes (4)

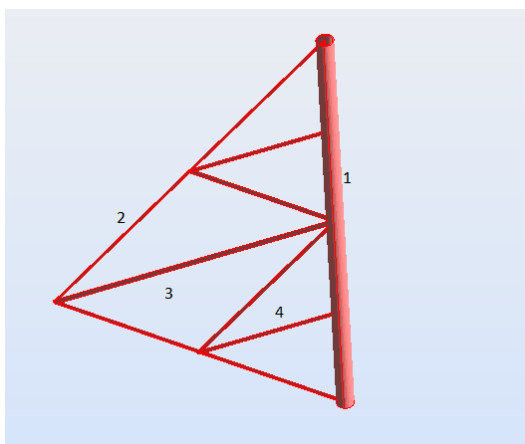


Figura 3.5 - Composição estrutural do contraventamento

De forma a enquadrar a estrutura no meio envolvente, torna-se necessário a utilização de critérios estéticos, o que leva à necessidade de instalar equipamentos como, escadas, guias de ondas e plataformas dentro da própria torre. Apesar de um dos requisitos iniciais impor um comprimento constante de 18 m na parte superior, por razões de aparência estética aconselha-se que este troço compreenda valores entre um quinto a um décimo da altura da torre[3].

3.3. QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES

Existem três tipos de carregamentos que englobam todas as acções a que uma estrutura está sujeita, tais como:

- Carregamentos acidentais, no que refere a impactos, defeitos em algumas componentes e outros fenómenos imprevistos;
- Carregamentos durante a construção e manutenção, que estão directamente relacionado com processo construtivo;
- Carregamento relacionados com o clima, que está directamente relacionado com a acção do vento e do gelo, que se devem ter em conta no projecto de dimensionamento.

Neste projecto, como cargas verticais, tem-se associado ao peso próprio dos vários elementos, constituintes da superestrutura () e outros elementos acessórios, como:

- Escadas com guarda-corpos;
- Plataformas internas;
- Antenas;
- Cabos e alimentadores associados.

A este carregamento adoptou-se um acréscimo de 5% ao peso total devido à galvanização e 10% para a contabilização das ligações. As cargas mais importantes no desenvolvimento do projecto são principalmente meteorológicas, como é o caso do vento, do gelo e a combinação destes. Os projectistas devem compreender a importância da correcta determinação dos efeitos causados pela acção do vento, uma vez que dita a segurança e funcionalidade da estrutura. Assim sendo, é essencial definir a acção do vento através de estimativas exactas que permitam que os valores se aproximassem das condições locais existentes. Os assentamentos do terreno não foram tidos em conta, uma vez que a análise requerida ultrapassa o tema do trabalho.

Dado a esbelteza e a leveza da estrutura, a acção do vento representa o principal carregamento condicionante a ser aplicado no projecto. A importância de adequar o carregamento às condições locais existentes, à geometria da torre e à direcção de incidência do vento, são de extrema importância na definição da acção. Segundo Taylor[36], as frequências naturais de vibração de estruturas treliçadas, na sua maioria, estão na faixa dos 0,5 Hz e 5 Hz. A resposta ressonante de estruturas esbeltas é importante quando estas têm frequências naturais de vibração menores que 1 Hz, sendo nessa faixa de frequências que a energia das rajadas do vento é maior. Assim sendo, a análise dinâmica é preponderante na determinação da resposta ressonante, uma vez que poderá ser condicionante para o dimensionamento. A acção do gelo sobre uma dada estrutura é de extrema importância, na medida em que poderá alterar o comportamento dinâmico da mesma, pois este factor aumenta a área de exposição e a resistência ao vento da estrutura.

O peso dos elementos é bastante inferior às cargas do vento, que mostram ser condicionantes na definição das tensões críticas [37]. Como tal, as cargas verticais derivadas de elementos auxiliares, como é o caso das antenas, não serão considerados no projecto, uma vez que representam uma parcela pouco significativa das acções. Estas apenas contribuem para a quantificação da acção do vento, que se revelam de extrema importância.

Uma vez que o valor contributivo de alguns elementos para o dimensionamento da estrutura é prescindível, apenas se considerou a escada, os alimentadores e as antenas, como equipamentos integrantes da superestrutura. Os coeficientes de forma dos equipamentos são determinados por várias empresas fornecedoras, com recurso a ensaios de túnel de vento, sendo que os utilizados ao nível do projecto em análise encontram-se representados no Quadro 3.3. A contribuição das porcas, parafusos e chapas de ligação, que representam cerca de 10% do peso global da estrutura foram tidos em conta, bem como os 5% do peso total respeitantes à galvanização. O peso próprio da superestrutura foi calculado tendo por base o peso específico do aço de 78,5 KN/m³, que é calculado automaticamente com recurso ao ficheiro *Excel* desenvolvido pelo autor.

Quadro 3.3 - Coeficiente de forma e áreas respeitantes aos equipamentos

	Coeficiente de forma	Área (m ²)
Antenas	1,47	0,984
Escadas	2	-
Cabos de alimentação	1,2	12 cabos de 7/8 polegada

A evolução deste tipo de estruturas não se fez sentir só ao nível estrutural, mas também ao nível dos seus equipamentos e das preocupações relativas à segurança das pessoas que operam na torre. Deste modo, os dispositivos de subida evoluíram ao longo dos anos, passando de meros sistema de subida, apenas com protecção das costas, para sistema de protecção anti-queda, de trilho de guia simples, evitando desta forma a ocorrência de acidentes (Figura 3.6 e Figura 3.8). Por uma questão de durabilidade do equipamento, normalmente a escada sofre um tratamento de galvanização, sendo que será fixa à torre através de ligações aparafusadas galvanizadas.

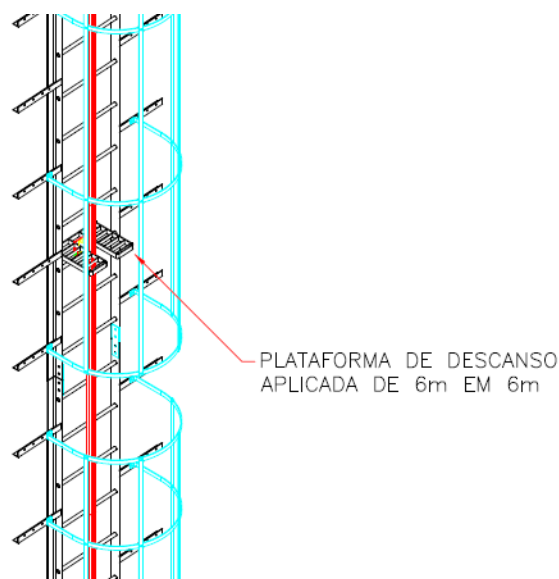
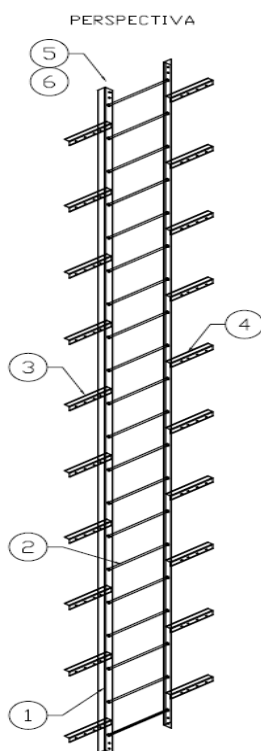


Figura 3.6 - Escada de uso corrente

O elemento escada foi materializado como parte integrante da estrutura, localizado num dos encontros de duas fases, suportada principalmente por contraventamentos adicionais. Todavia as antenas encontram-se ligadas a um suporte, que as sustenta e as mantém solidárias à estrutura. A sustentação de antenas e cabos é usualmente realizada através de plataformas triangulares ou circulares, suportes de antenas e bandeja de cabos. Geralmente, a adição de uma antena menor a uma estrutura já existente não necessita de um reforço estrutural, enquanto que a instalação de uma antenas de dimensões maiores, deverá obrigar a uma reavaliação do projecto e a um reforço estrutural.



1-Espaçamento: 0.3m

2- Largura: 0.85m

Perfil: CHS 21x2.6

3- Fixadores de cabos

Largura: 0.09m (12 cabos de 7/8 polegada agrupados 3 a 3)

5-Perfil: CAEP 60x4

6- Ligação aparafusada

Figura 3.7 - Perspectiva da escada e denominação das suas componentes

O cálculo da acção do vento varia com a altura, uma vez que o valor da pressão e da área exposta ao vento variam em altura. Desta forma, a disposição geométrica faz variar o valor da pressão dinâmica do vento sobre a torre. Assim, dada a complexidade do processo, sendo este um processo iterativo, desenvolveu-se um ficheiro *Excel*, baseado em programação *Visual Basic*, que visa a determinação da acção do vento tendo em conta as disposições normativas em análise, quer para a norma europeia, quer para a norma americana. Em ambos os programas através das propriedades geométricas e mecânicas dos constituintes das torres, o ficheiro devolve o valor da força do vento a ser aplicado em cada nó e em cada área plana estabelecida, designados por painéis.



Figura 3.8 - Dispositivos de anti-subida e escadas

3.4. CONSIDERAÇÕES DE PROJECTO

Na elaboração do projecto é essencial combinar diversas cargas de forma a definir um conjunto de hipóteses essenciais no dimensionamento da torre. Segundo Blessmann[7], uma estrutura reticulada é constituída por barras rectas, podendo-se determinar a acção do vento pela acção sobre cada barra considerada isoladamente, assim como sobre o conjunto de barras. Na definição da acção para a determinação do carregamento do vento é necessário ter em consideração vários factores:

- A relação entre a altura e a largura da estrutura, de forma a verificar a condição de fluxo tridimensional em torno da estrutura;
- O índice de cheios, referente à relação entre a área efectiva líquida e a área total de contorno;
- A forma das barras isoladas, uma vez que barras de geometria arredondada possuem dependência do número de Reynolds, assim como da rugosidade da superfície destes elementos, enquanto que em barras prismáticas de cantos vivos, os efeitos associados ao número de Reynolds, podem ser mesmo desprezados;
- Efeito de protecção de reticulado a barlavento exercido sobre reticulados a sotavento;
- Orientação da estrutura reticulada em relação ao ângulo de incidência do vento;
- Inclinação das barras da torre, devido à sua influência na determinação do alongamento, uma vez que a torre varia em altura;
- Turbulência contida no escoamento;

Existem dois métodos para a consideração da acção do vento em torres reticuladas. Pode-se considerar através da determinação separada do carregamento sobre cada elemento, somando-se as forças individuais de todos os elementos para obter a força total. Este processo implica a necessidade de se conhecer as propriedades geométricas de cada elemento, assim como do seu correspondente coeficiente aerodinâmico, tratando-se de um processo dispendioso. Pode-se também considerar através da divisão da estrutura em trechos reticulados, determinando-se as forças de arrasto sobre estas partes, sendo a força total obtida pela soma das forças parciais. No caso em estudo considerou-se o segundo método, com a estrutura dividida em módulos, onde a acção do vento é aplicada nos nós do respectivo módulo, tal como é proposta na norma EN 1991-1-4 e na norma TIA-222-G.



Figura 3.9 - Componentes de uma Torre de telecomunicações

Como foi anteriormente mencionado, a resposta da estrutura à acção do vento é condicionada pela direcção da acção. A resposta dinâmica ao vento de estruturas esbeltas é bastante semelhante a edifícios altos, uma vez que, a forma do modo fundamental é geralmente não linear e a massa por unidade de altura é baixa, tendo como consequência um amortecimento dinâmico significativo.

Tendo em conta a constituição da estrutura em causa, analisaram-se três direcções, correspondentes às direcções mais condicionante para o dimensionamento da estrutura em causa, representadas na Figura 3.10.

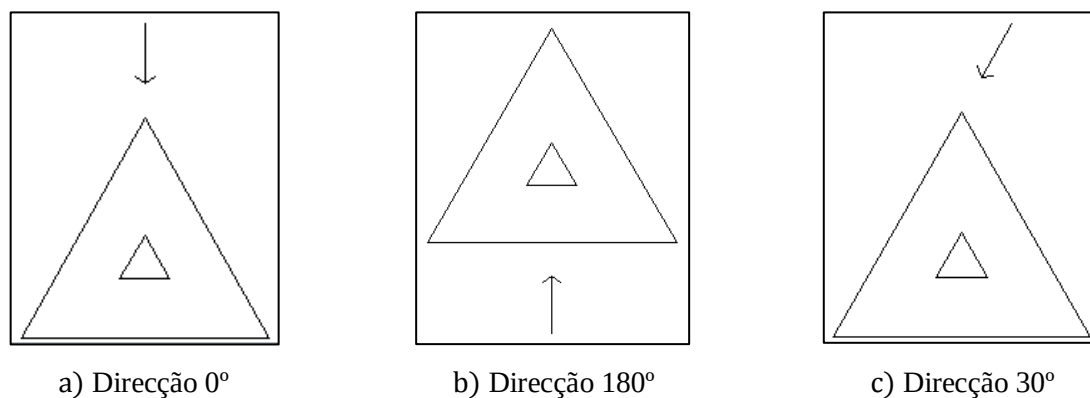


Figura 3.10 – Orientações do vento consideradas no cálculo

A carga do vento aplicada na estrutura, depende da área projectada sobre o plano normal à direcção do vento. Uma vez que a estrutura apresenta uma região inferior com variação da secção transversal, as faces apresentam-se automaticamente inclinadas, contribuindo para uma alteração na área projectada da estrutura. Neste sentido, os montantes e as diagonais terão uma redução significativa do seu comprimento e por sua vez da sua área. No entanto, a consideração das dimensões reais apresentam-se do lado conservativo, apesar de ter considerado o comprimento projectado.

A força de resistência média por unidade de altura pode ser calculada, utilizando um coeficiente de resistência transversal, apropriado com uma velocidade do vento adequada à altura. Uma vez que, a estrutura é treliçada a resistência ao vento foi definida através de áreas de influência, tendo em conta que a resistência de cada elemento depende da direcção do vento. Desta forma, desenvolveu-se esta análise mediante a limitação base para o comprimento dos montantes, constituindo um total de 17 áreas de influência ao longo da extensão global da torre. A conciliação deste tipo de análise com o dimensionamento dos vários grupos de elementos divididos no mesmo número de áreas, permite uma análise mais sensível e económica.

A subdivisão dos elementos estruturais em 56 famílias foi essencial na definição do comprimento de encurvadura dos diferentes elementos (Quadro 3.4) e na obtenção de uma morfologia económica da torre.

Quadro 3.4 - Comprimentos de encurvadura

	Comprimentos de encurvadura
Montantes	$0,25 \times L$ ou $0,5 \times L$
Diagonais	$0,5 \times L$ ou L
Travessas	L
Restantes	L

Na parte inferior da região tronco piramidal do modelo 1, os montantes da estrutura encontram-se travados em dois pontos para além das suas extremidades, devido à existência de ligações com os restantes elementos da estrutura. Resultando num comprimento de encurvadura igual a 0.25 vezes o comprimento do montante. Da mesma forma se considera os montantes pertencente à parcela recta de ambos os modelos. Para todos os montantes que fazem parte da região tronco-piramidal do modelo 2 é atribuído o comprimento de encurvadura igual a 0,5 vezes o comprimento.

As travessas de ambos os elementos apresentam um comprimento de encurvadura igual ao seu comprimento, dado que apenas são travadas nas extremidades. O mesmo se aplica às restantes barras que compõem o modelo 1. As diagonais do modelo 2 e 1 apresentam um comprimento de encurvadura igual ao comprimento do elemento, com excepção às diagonais do modelo 1 pertencentes à parte inferior da região tronco piramidal que apresentam um comprimento de encurvadura afectado de um factor de 0,5.

As frequências naturais geralmente são desligadas, pelo que a resposta da estrutura à rajada de vento é regulada pelo modo fundamental[2]. Esta constatação é relevante, dada a importância da frequência natural da estrutura na definição da acção do vento, segundo a EN 1991-1-4[16]. As suas frequências

encontram-se no pico do espectro de resposta do vento, amplificando a resposta dada a acção dinâmica em causa.

A primeira fase na definição de um modelo num programa de elementos finitos baseia-se na sua construção geométrica, num elemento de barras. A ferramenta permite a definição da estrutura através de uma base de dados *Excel* de nós e de barras ou através da criação de um modelo num programa *CAD* para uma posterior exportação no programa de elementos finitos. Face à proximidade de alguns nós, onde concorrem barras, o programa por defeito contempla uma tolerância na exportação de um modelo *CAD*, afectando o modelo previamente definido, sendo este o meio mais simples para desenvolver geometrias complexas de torres de telecomunicações. Assim sendo, desenvolveu-se uma base de dados em *Excel* preparada para responder a alterações geométricas importantes, contemplando nós e linhas que representam ligações e eixo das barras, respectivamente. A ferramenta utilizada no dimensionamento da estrutura em análise foi o *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012*.

No processo de dimensionamento pretende-se a configuração que cumprindo com os requisitos de produz um menor custo e consequentemente um menor peso. O processo de dimensionamento consiste no cálculo das acções do vento, obtenção dos esforços e dimensionamento dos vários elementos. Após um processo iterativo, com a reformulação do enunciado anteriormente, é possível otimizar ao máximo o modelo dimensionado. A obtenção dos esforços e o dimensionamento segundo a norma EN 1993-1-1 realizou-se com recurso a uma ferramenta de análise estrutural, o *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012*. Todos os restantes elementos necessários ao dimensionamento estrutural, como o cálculo das acções do vento e o dimensionamento segundo a norma TIA-222-G, foram realizados com recurso a um ficheiro *Excle*, desenvolvido pelo autor, contemplando uma linha código em *Visual Basic*.

No total utilizou-se uma quantidade elevada de perfis, dado que se pretendia otimizar ao máximo o custo da estrutura, para a acção do vento em causa. Para os montantes foram utilizados perfis circulares com características retiradas da base de dados *UK Section*, CHS, que deriva do inglês, *Circular Hollow Sections*, ou seja, perfis circulares ocos. No que se refere às cantoneiras, teve-se em conta as características da base de dados OTUA.

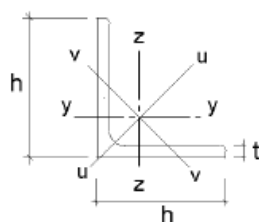


Figura 3.11 - Cantoneira

Apesar da orientação da cantoneira não ser revelante ao nível do projecto, por questões geométricas das próprias secções, deve-se ter em conta a sua importância, na implantação da torre, dado que questões de corrosão e deposição de água são prejudiciais para a conservação da estrutura. Assim sendo, é de evitar a orientação demonstrada na Figura 3.11, sendo aconselhada a rotação desta de um ângulo de 90° no sentido indirecto.

3.5. CONSIDERAÇÕES ADOPTADAS NA DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SEGUNDO AS NORMAS EUROPEIAS

3.5.1. PARÂMETROS RELATIVOS À ACÇÃO DO VENTO

As condições locais de implantação condicionam a definição da acção, em virtude da necessidade de estabelecer critérios de dimensionamento semelhantes às duas normas. Conforme o Capítulo 6 da dissertação, implantou-se a estrutura numa zona de tipo A, com uma categoria de terreno 2 para o modelo 1 e 2. Os Quadro 3.5 e

Quadro 3.6, apresentam alguns dos coeficientes utilizados na definição da acção do vento, tendo em conta as exposições definidas anteriormente, sendo que o coeficiente estrutural utilizado é respeitante ao Procedimento 1, mais conservativo, e ao modelo 2.

Quadro 3.5 – Coeficientes relativos a zona de tipo A e categoria 2

c_{prob}	c_{season}	c_{dir}	z_0 (m)	z_{min} (m)	k_r
1	1	1	0,05	2	0,19

Quadro 3.6 - Coeficiente estrutural procedimento 1

$L(z_s)$	z_s (m)	f_L	S_L	B^2	η_h
159,8510936	59,630106	4,17878347	0,052564163	0,597566219	11,9510598
$v_m(z_s)$	k_r	c_r	c_o	$I_v(z_s)$	δ_a
36,34037036	0,19	1,345939643	1	0,14116532	0,4868634
R^2	v	k_p	c_s	c_d	$c_s c_d$
0,03651077	0,08	3	0,799981689	1,052789662	0,84221245
η_b	R_h	R_b	δ_s	δ	m_e
0,180377908	0,080173869	0,889856	0,02	0,5068634	589,2775

Estes parâmetros permitem expor, a importância do local de implantação e das características geométricas da estrutura na definição da acção do vento. A acção do vento foi aplicada nos nós de cada painel relativos à altura máxima desse mesmo painel, segundo as direcções expostas anteriormente, tal como é ilustrado no anexo A4.

No que diz respeito ao modelo 1, a diferença reside na prospecção da massa equivalente, sendo que o coeficiente estrutural apresenta uma redução, dada pelo aumento da massa.

3.5.2. MASSA EQUIVALENTE

De forma a desenvolver uma análise de sensibilidade relativa à determinação da massa equivalente, realizaram-se quatro metodologias de cálculo, das quais constam as duas mencionadas nas expressões (2.54) e (2.56). Para além destas metodologias, adoptaram-se duas semelhantes à apresentada em

(2.54), com a diferença na consideração do coeficiente ξ , para os valores 2 relativo a torres e chaminés, e 1.5 para edifícios em torre esbeltos. Assim obtiveram-se os resultados apresentados nos quadros seguintes, relativos aos dois modelos.

Modelo 2:

Quadro 3.7 - Massa equivalente relativa ao modelo2

Metodologia	m_e	%
1 - $\xi=2$	658,9997	11,83181
2 - $\xi=2,5$	589,2775	0
3 - $\xi=1,5$	755,1122	28,14204
4	678,2272	15,0947

Modelo 1:

Quadro 3.8 - Massa equivalente relativa ao modelo1

Metodologia	m_e	%
1 - $\xi=2$	579,0179	10,64588
2 - $\xi=2,5$	523,3072	0
3 - $\xi=1,5$	656,0804	25,37193
4	587,3836	12,24451

Apesar de se verificar uma ligeira diferença nas várias metodologias, a sua variação não é relevante na definição da acção do vento sobre a estrutura. É de destacar que a massa relativa aos elementos de ligação (10% do peso da superestrutura) e à galvanização (5% do peso da estrutura total) não foi considerada, dada a relevância do parâmetro na definição da acção.

3.6. CONSIDERAÇÕES ADOPTADAS NA DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SEGUNDO A NORMA AMERICANA

3.6.1. PARÂMETROS RELATIVOS À ACÇÃO DO VENTO

Analogamente ao referido no ponto 3.5, a estrutura categoriza-se de classe I, relativamente ao reduzido risco que esta representa para a vida humana e para os bens envolventes. A estrutura encontra-se numa região de exposição C e apresenta uma categoria topográfica 1.

Quadro 3.9 - Coeficientes relativos à norma TIA-222-G

K_d	z_g (m)	α	K_{zmin}	K_e
0,85	274	9,5	0,85	1
H (m)	I	K_{zt}	K_t	f
99.38	0,87	1	0,43	1,25

Apesar de existirem outros parâmetros importantíssimos na definição da acção do vento, estes não foram apresentados, dada a sua variabilidade ao longo da altura da estrutura.

3.7. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE DOIS MODELOS SEGUNDO AS NORMAS EUROPEIAS

Os Quadro 3.10 e Quadro 3.11 representam o resultado da análise linear elástica da torre de telecomunicações, de acordo com os modelos enunciados, exibindo os valores máximos de tensões e deslocamentos horizontais. A análise considera como acções, o peso próprio das estruturas e a acção do vento nas três direcções possíveis sobre a estrutura e os acessórios.

Quadro 3.10 - Valores máximos de tensões dos dois modelos em estudo

	Direcção A		Direcção B		Direcção C	
	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\max}$ (MPa) -	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\max}$ (MPa) -	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\max}$ (MPa) -
	-	(MPa) -	-	(MPa) -	-	(MPa) -
	Compressão	Tracção	Compressão	Tracção	Compressão	Tracção
Modelo1	177,71	225	249,55	267,63	219,26	216,97
Modelo2	159,6	214,13	249,7	256,79	222,89	213,15
Diferença	-11,35%	-5,08%	0,06%	-4,22%	1,63%	-1,79%

O dimensionamento de ambos os modelos realizou-se através das especificações propostas pela norma europeia de acordo com o ponto 4.1. É de assinalar, que perante as condições próprias de carregamento e de morfologia de ambos os modelos, não se verificam diferenças significativas no que diz respeito a tensões máximas e deslocamento máximos, tal como é exposto no Quadro 3.10 e Quadro 3.11. O modelo 1 e 2 apresentam uma frequência natural de 0.96 e 0.95, respectivamente.

Quadro 3.11 - Valores dos deslocamentos máximos dos dois modelos em análise

	Direcção A			Direcção B			Direcção C		
	$\mu_{\max}$ (mm) -	$\mu_{\max}$ (mm) -	$\mu_{\max}$ (mm) -	$\mu_{\max}$ (mm) -	$\mu_{\max}$ (mm) -	$\mu_{\max}$ (mm) -	$\mu_{\max}$ (mm) -	$\mu_{\max}$ (mm) -	$\mu_{\max}$ (mm) -
	Direcção X	Direcção Y	Direcção Z	Direcção X	Direcção Y	Direcção Z	Direcção X	Direcção Y	Direcção Z
Modelo1	1590	0	496	1593	0	533	1029	595	492

Modelo2	1521	0	467	1523	0	506	970	561	463
Diferença	-4,54%	0,00%	-6,21%	-4,60%	0,00%	-5,34%	-6,08%	-6,06%	-6,26%

Por outro lado, a economia alcançada pelo modelo 1 face ao modelo 2 (14.65% do peso total - Figura 3.12), não permite a adopção deste, dado que existe um número elevado de ligações soldadas, contribuindo em termos gerais para um elevado custo da estrutura.

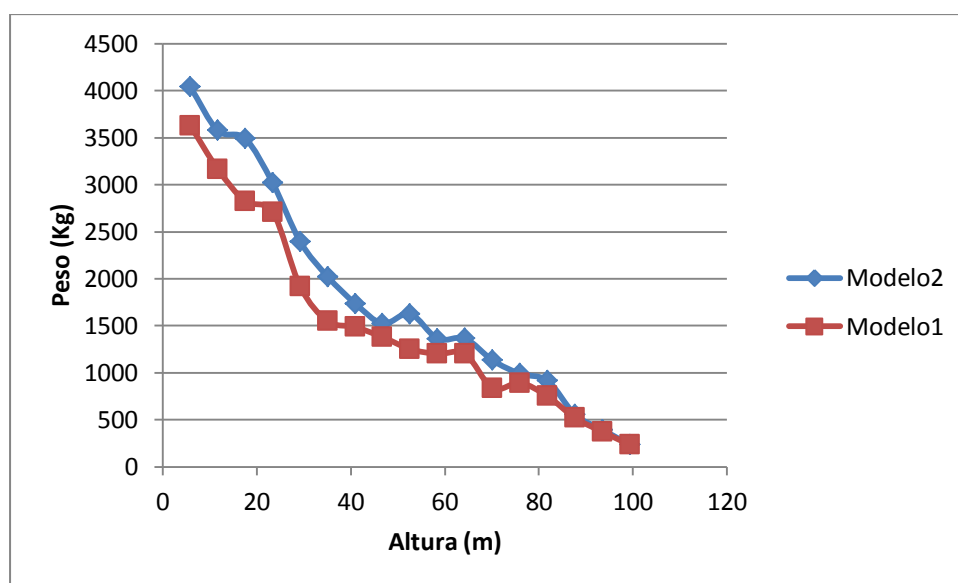


Figura 3.12 - Variação da massa em altura nos dois modelos

A Figura 3.13 e a Figura 3.14 apresentam uma listagem das secções resultantes do dimensionamento realizado para ambos os modelos segundo as normas europeias, permitindo observar a diminuição em altura das secções dos elementos, o que provoca uma redução da massa por metro de extensão, tal como é ilustrado na Figura 3.12. Ambos os modelos foram dimensionados através da introdução de uma área afectada respeitante a três antenas (2.952 m^2), sendo que o modelo 1 e o modelo 2 são capazes de admitir uma área de exposição de 3.9 m^2 e 3.72 m^2 , respectivamente, sem pôr em causa a resistência estrutural da mesma. A listagem apresentada começa a partir da base da estrutura, percorrendo os 17 painéis estabelecidos ao longo da mesma.

	Secções		
	Montantes	Travessas	Diagonais
A-1-1	CHS 273x16	CAEP 180x18	CAEP 120x12
A-1-2	CHS 273x16	CAEP 150x18	CAEP 120x10
A-1-3	CHS 273x16	CAEP 150x18	CAEP 120x10
A-1-4	CHS 273x12.5	CAEP 150x18	CAEP 100x12
A-1-5	CHS 244.5x16	CAEP 70x5	CAEP 100x10
A-2-1	CHS 244.5x12.5	CAEP 60x5	CAEP 100x10
A-2-2	CHS 244.5x12	CAEP 60x4	CAEP 100x7
A-2-3	CHS 244.5x10	CAEP 60x4	CAEP 100x7
A-2-4	CHS 219.1x12	CAEP 50x5	CAEP 90x9
A-2-5	CHS 193.7x12	CAEP 50x4	CAEP 90x7
A-2-6	CHS 193.7x10	CAEP 120x12	CAEP 90x7
A-2-7	CHS 193.7x10	CAEP 40x5	CAEP 90x6
A-2-8	CHS 168.3x10	CAEP 40x3	CAEP 80x6,5
A-2-9	CHS 168.3x8	CAEP 35x4	CAEP 80x8
A-3-1	CHS 168.3x6	CAEP 40x5	CAEP 40x4
A-3-2	CHS 139.7x5	CAEP 40x4	CAEP 35x3,5
A-3-3	CHS 114.3x3	CAEP 40x4	CAEP 30x3

Figura 3.13 - Perfis relativos ao Modelo 2

	Secções			
	Montantes	Travessas	Diagonais	Restantes
A-1-1	CHS 323.9x12	CAEP 180x18	CAEP 90x9	CAEP 60x5
A-1-2	CHS 323.9x12	CAEP 150x18	CAEP 90x7	CAEP 60x4
A-1-3	CHS 323.9x10	CAEP 150x18	CAEP 90x7	CAEP 60x4
A-1-4	CHS 273x12	CAEP 150x18	CAEP 80x8	CAEP 50x4
A-1-5	CHS 273x12	CAEP 70x5	CAEP 80x5,5	CAEP 50x4
A-2-1	CHS 273x10	CAEP 60x5	CAEP 70x7	
A-2-2	CHS 273x10	CAEP 60x5	CAEP 70x6	
A-2-3	CHS 244.5x10	CAEP 60x5	CAEP 60x8	
A-2-4	CHS 219.1x12	CAEP 50x6	CAEP 60x8	
A-2-5	CHS 193.7x12	CAEP 50x5	CAEP 60x6	
A-2-6	CHS 193.7x10	CAEP 120x12	CAEP 60x6	
A-2-7	CHS 193.7x8	CAEP 45x4	CAEP 60x5	
A-2-8	CHS 168.3x10	CAEP 40x4	CAEP 50x7	
A-2-9	CHS 168.3x8	CAEP 40x3	CAEP 50x7	
A-3-1	CHS 168.3x6	CAEP 40x4	CAEP 30x4	
A-3-2	CHS 139.7x5	CAEP 40x5	CAEP 30x3	
A-3-3	CHS 114.3x3	CAEP 40x4	CAEP 30x3	

Figura 3.14 - Perfis relativos ao Modelo 1

A área de exposição no topo da torre representa uma das principais condicionantes no dimensionamento de uma torre de telecomunicações, como tal é essencial adequar a sua quantificação aos avanços futuros da rede de telecomunicações. No caso em estudo, não se teve em consideração esta importância, sendo que apenas se considerou uma área correspondente a aproximadamente 3 m².

3.8. ANÁLISE DE LIGAÇÕES

Segundo Dias[38], as ligações podem ser classificadas quanto à sua rigidez e quanto à sua resistência. No que se refere à rigidez a ligação pode ser classificada em:

- Articulada, na qual existe uma rotação livre entre as barras adjacentes num nó, não havendo transmissão de momentos flectores;
- Rígida, na qual a rotação é impedida entre as barras adjacentes num nó, havendo transmissão de momentos flectores;
- Semi-rígida, na qual a rotação é parcialmente impedida entre as barras adjacentes, havendo transmissão parcial de momentos.

Quanto à resistência, as ligações podem classificar-se como:

- Articulada, o momento resistente da ligação é nulo, sendo sempre inferior ao momento flector resistente das barras adjacentes;
- Resistência total, na qual o momento flector resistente é sempre superior ao momento flector resistente das barras adjacentes;
- Resistência parcial, na qual o momento flector resistente da ligação é sempre inferior ao momento flector resistente das barras adjacentes.

Na definição da geometria da torre, normalmente é empregue ao nível das ligações um comportamento rígido. Contudo é necessário alguma sensibilidade na concretização do conceito. As estruturas possuem comportamentos e mecanismos estruturais que poderão não ser assumidos pelo modelo, o

que é explicado pelo comportamento real das ligações ser semi-rígido. Assim, o modelo utilizado na análise estrutural de um projecto de telecomunicações, assemelha-se a uma treliça simples, com ligações simples ou articuladas. De forma a compreender a importância do comportamento das ligações no projecto, realizou-se uma análise de sensibilidade ao nível da base (Quadro 3.12), tendo em conta os seguintes casos:

- Modelo 1: Nós articulados;
- Modelo 2: Nós rígidos.

Quadro 3.12 - Tensões e Esforços do Modelo Analisado

		Direcção A		Direcção B		Direcção C	
		$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\mu_{\max}$ (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\mu_{\max}$ (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\mu_{\max}$ (mm)
Modelo1	Caso A- Nós articuladas	6,29	1,974	7,08	1,939	6,46	1,971
	Caso B- Nós rígidos	6,83	0,447	7,17	0,401	5,93	0,397
	Diferença	7,91%	- 341,61%	1,26%	-383,54%	-8,94%	- 396,47%
Modelo2	Caso A- Nós articuladas	7,18	0,243	7,82	0,277	7,32	0,169
	Caso B- Nós rígidos	9,54	0,237	10,39	0,277	9,44	0,137
	Diferença	24,74%	-2,53%	24,74%	0,00%	22,46%	-23,36%

Segundo a cláusula 5.2.2 do EN1993-3-1[17], as ligações entre elementos de estruturas treliçadas podem ser assumidas como rótulas, fazendo com que não exista transmissão de momentos. Dada a elevada complexidade da estrutura tornou-se necessário recorrer a modelos mais simples. Por outro lado, os momentos flectores decorrentes do tipo de secções utilizadas são pouco significativos, o que leva a que o modelo que melhor se adequa às condições mencionadas, é o modelo totalmente rotulado nos nós, caracterizado por apenas transmitir esforços axiais aos mesmos.

No entanto o modelo não é realista dado que as ligações nos nós apresentam alguma rigidez e resistência. Estruturas como torres e mastros são estruturas leves, formadas por membros delgados, onde a resistência global da estrutura e dos próprios elementos, requer uma análise significativamente diferente dos modelos gerais de construção[1]. O elevado número de barras e consequentemente o elevado número de ligações, obriga a definição de um modelo mais simples e de baixa complexidade. Uma vez que as ligações apresentam alguma rigidez e resistência, o modelo articulado não é realista, tendo-se desenvolvido o projecto de acordo com um modelo bi-encastado de nós rígidos. Por outro lado, e visto que o momento torsor e os momentos flectores se assumem de pouca relevância, o

comportamento de um modelo de nós rígidos não difere do comportamento real da estrutura. Uma vez que o modelo tem carácter tridimensional, desenvolveram-se seis tipos de esforços em cada barra, um esforço axial, dois esforços transversos, dois momentos flectores e um momento torsor.

4

DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NORMA EUROPEIA E A NORMA AMERICANA

4.1. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO EC3-1-1

Actualmente as exigências estruturais são cada vez maiores e como tal, a segurança de uma estrutura é criteriosamente verificada, de forma a garantir o equilíbrio estático da estrutura e os limites de deformação e vibração, sem colocar em risco a segurança das pessoas e dos bens envolventes

O Eurocódigo 3 apresenta um conjunto de disposições construtivas e normas que permitem o dimensionamento das estruturas em análise, nas quais se destaca a Parte 1.1, referente a regras gerais e regras específicas para estruturas de edifícios, a parte 1-5, alusiva a elementos laminares e a parte 3.1, respeitante a torres, mastros e chaminés. Num contexto mais específico serão abordados aspectos relacionados com:

- Classificação da estrutura, métodos de análise, incorporação de imperfeições;
- Verificação de segurança da estrutura;
- Modificações exigidas no dimensionamento de torres e mastros pelo Eurocódigo 3 parte 3.1.

Segundo Camotim[39], o dimensionamento e a verificação de segurança de uma estrutura envolve uma metodologia, que poderá ser resumida nas seguintes etapas:

- Classificação da estrutura;
 - Contabilização dos efeitos de 2ª ordem;
 - Susceptíveis aos efeitos de 2ª ordem;
 - Não susceptíveis aos efeitos de 2ª ordem;
 - Classificação das secções das barras;
 - Classe 1;
 - Classe 2;
 - Classe 3;
 - Classe 4;
 - Classificação das ligações
 - Rigidez;
 - Resistência;
- Consideração das imperfeições geométricas;

- Globais;
 - Locais;
 - Forças equivalentes às imperfeições;
- Escolha do método de análise;
 - Análise elástica;
 - Análise plástica;
 - Rígida-Plástica;
 - Elástica-perfeitamente plástica;
 - Elasto-plástica;
- Cálculo de esforços de dimensionamento;
 - Análise de 1ª ordem;
 - Análise de 2ª ordem;
- Verificação da estabilidade do pórtico;
- Verificação da segurança das barras;
 - Seções;
 - Barras;
- Verificação de segurança nas ligações;
 - Ligações aparafusadas;
 - Ligações soldadas;
- Verificação da deformabilidade da estrutura.

4.1.1. CLASSIFICAÇÃO DA ESTRUTURA

Em primeiro lugar, no que se refere à classificação da estrutura, é essencial verificar a necessidade de considerar os efeitos de segunda ordem que segundo o NP EN1993-1-1[26], podem ser desprezados, numa análise elásticas, se:

$$\alpha_{CR} = \frac{F_{cr}}{F_{ED}} > 10 \quad (4.1)$$

Em que,

F_{ED} – Valores de cálculo dos esforços normais provocados pelas cargas actuates;

F_{cr} – Valores dos esforços normais que provocam a instabilidade elástica da estrutura num modo global com deslocamentos laterais.

O EN 1993-3-1[17], no entanto desvincula este factor, permitindo que a análise em estruturas treliças seja realizada desprezando os efeitos de segunda ordem, através da cláusula 5.1 (5).

4.1.2. CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES

O NP EN 1993-1-1[26] exige a verificação de segurança, em estruturas de aço, de acordo com os seguintes critérios:

- Estado limite último – associado ao colapso da estrutura, depende dos estados limites de resistência, de estabilidade e de perda de equilíbrio;
- Estado limite de utilização – associado a limites de deformação e vibração, impostos pelo Dono de Obra ou na ausência de tais, associado à exigência do Eurocódigo que impõe valores limites para ambas as considerações.

A resistência das secções transversais dos elementos considerados depende da sua classe, que se traduz na capacidade e resistência de rotação de uma secção aquando da ocorrência de fenómenos de encurvadura local. Assim, as secções poderão ser classificadas segundo o NP EN 1993-1-1, em:

- Classe 1 – capazes de formar rótulas plásticas, com uma capacidade de rotação superior à mínima exigida para a utilização de métodos de análise plástica;
- Classe 2 – é possível atingir o momento plástico mas possuem uma capacidade de rotação limitada;
- Classe 3 - a tensão na fibra externa mais comprimida do elemento de aço, assumindo uma distribuição elástica, pode atingir o valor da tensão de cedência, no entanto o momento plástico poderá não ser atingido, devido à encurvadura local;
- Classe 4 – a encurvadura local impede que seja atingida a tensão de cedência nas zonas mais comprimidas da secção.

A classificação de uma secção em elementos comprimidos, efectua-se através das tabelas 5.3 do NP EN 1993-1-1[26] ou através da Figura 4.1, tendo em conta um conjunto de considerações, tais como:

- Condições de apoio do elemento;
- Natureza das tensões normais actuates;
- Esbelteza dos elementos b/t ;
- Tensão de cedência efectiva.

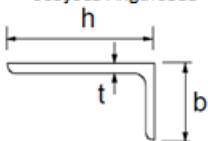
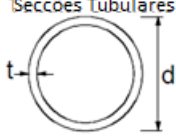
Secções Angulosas 							
Classe	Secções à compressão						
Distribuição de tensões							
3	$h/t \leq 15\varepsilon: \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$						
Secções Tubulares 							
Classe							
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$						
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$						
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$						
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460	
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51	

Figura 4.1 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidas

A classe da secção será a maior das classes dos seus elementos, tanto de elementos interiores como de elementos exteriores. Assim sendo, a norma permite proceder a uma análise elástica para todas as classes e a uma análise plástica para secções de classe 1 ou 2, uma vez que esta última consideração, permite soluções mais económicas, segundo Rui Simões[40]. A consideração de uma análise elástica, combinada com uma classificação de classe 4, remete para uma secção efectiva, em função da ausência de resistência por parte de algumas regiões da secção.

O programa de elementos finitos, apenas considera e atribui a classificação de classe 4 a secções em I, secções em C, secções rectangulares tubulares, secções de Duplo I e secções de duplo C. Aos restantes tipos de secções, o programa limita a secções de classe 3. Inevitavelmente, o programa apresenta uma análise mais conservativa e menos económica, não incorrendo em erros na definição da área efectiva a considerar numa secção de classe 4.

4.1.3. IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

O NP EN 1993-1-1[26] distingue três tipos de imperfeições:

- Imperfeições de natureza global da estrutura, no caso da falta de verticalidade;
- Imperfeições de natureza local da estrutura, como imperfeições das barras e falta de linearidade do eixo das barras;
- Imperfeições no sistema de contraventamento.

As imperfeições de natureza global respeitantes à análise global da estrutura, traduzem-se numa inclinação inicial de todos os elementos verticais da estrutura, no sentido mais desfavorável. Por outro lado, é apresentado um outro procedimento para a consideração das imperfeições, através da introdução de um sistema de forças horizontais. No entanto, este conceito é impraticável na medida em que o número de barras é elevado. Deve-se ter em conta que as forças horizontais equivalentes às imperfeições globais, tornam-se praticamente desprezáveis aquando da consideração da acção do vento como acção em análise.

4.1.4. ENCURVADURA

As torres de telecomunicações apresentam, na sua estrutura, principalmente esforços de compressão. Assim sendo as suas barras estão sujeitas a um fenómeno de instabilidade que se caracteriza pela ocorrência de grandes deformações transversais, designado por encurvadura. Este efeito considera-se de extrema importância, uma vez que nos dias que correm, as características dos elementos utilizados exibem-se cada vez mais esbeltas.

Segundo a teoria padronizada por Euler, o esforço axial para o qual o elemento passa a desenvolver deformações não exclusivamente axiais, mediante várias condições (material com comportamento elástico linear, peça isenta de imperfeições geométricas e de tensões residuais, carga perfeitamente centrada), é dado pela expressão (4.2).

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{L^2} \quad (4.2)$$

Sendo,

E – Módulo de elasticidade do material (GPa);

I – Momento de inércia da secção transversal em relação ao eixo perpendicular ao plano onde ocorre a deformação (m⁴);

L – Comprimento da barra (m).

Assim, num elemento, nas condições mencionadas anteriormente, a resistência à encurvadura depende da rigidez de flexão da secção transversal, do seu comprimento e das condições de apoio. O Eurocódigo 3-1-1 desenvolvido para o projecto e análise de elementos metálicos, baseia-se nas curvas de encurvadura obtidas por *Maquoi* e *Rondal* para formular as curvas europeias de dimensionamento à encurvadura que permitem o dimensionamento de elementos submetidos à compressão[40]. A formulação em causa permite integrar a imperfeição geométrica, nas curvas de encurvadura, através da inclusão desta como configuração de deformação inicial equivalente. As imperfeições geométricas, são responsáveis pela introdução de esforços secundários nas estruturas.

4.1.5. ENCURVADURA LATERAL

A encurvadura lateral baseia-se na deformação lateral de um elemento comprimido, sujeito também ele à flexão em torno do eixo de maior inércia. Este fenómeno é característico de secções abertas e depende principalmente do momento máximo que o elemento suporta sem encurvar lateralmente, designado por momento crítico. A consideração deste efeito na análise global da estrutura é primordial

no dimensionamento da mesma, no entanto o programa de análise empregado não realiza a verificação à encurvadura lateral, uma vez que não é necessária a sua verificação, dado que os momentos actuantes são bastante reduzidos.

4.1.6. COMPRESSÃO

De acordo com o NP EN 1993-1-1[26], a resistência das secções transversais de elementos axialmente comprimidos é verificada através da seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.3)$$

Onde,

N_{Ed} – Valor de cálculo do esforço axial actuante de compressão (KN);

$N_{c,Rd}$ – Valor de cálculo do esforço axial resistente da secção (KN).

O valor de cálculo do esforço axial resistente é dado por:

- Secções de classe 1, 2 e 3

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.4)$$

- Secções de classe 4

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.5)$$

Em que,

A – Área total da secção (m^2);

A_{eff} – Área efectiva de uma secção transversal de classe 4 (m^2);

f_y – Tensão de cedência do aço (MPa);

γ_{M0} – Coeficiente parcial de segurança.

Em elementos comprimidos, é exigida a realização de uma verificação adicional, que normalmente é a mais condicionante. A resistência de projecto à encurvadura num elemento comprimido de uma torre reticulada deve ser determinada de acordo com o EN 1993-1-1[26], tal que:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} \quad (4.6)$$

Em que, $N_{b,Rd}$ é a resistência à encurvadura por flexão do elemento. Esta é expressa em função da classe da secção. Assim sendo, deve ser considerada igual a:

- Secções de classe 1, 2 e 3

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.7)$$

- Secções de classe 4

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.8)$$

Em que, χ é o factor de redução para o modo de encurvadura relevante e γ_{M1} é o coeficiente parcial de segurança. O factor de redução pode ser obtido pela expressão (4.9).

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \bar{\lambda}^2}} \quad (4.9)$$

Em que:

$$\phi = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (4.10)$$

$\bar{\lambda}$ – Coeficiente de esbelteza adimensional, dado pelo quociente entre o coeficiente de esbelteza e um coeficiente de esbelteza que define o limite entre o comportamento elástico e plástico.

A norma EN 1993-3-1 recomenda para a esbelteza dos montantes, valores inferiores a 120. O comprimento específico na determinação da esbelteza para secções tubulares sujeitas à compressão, é dado pela distância entre nós, em ambos os planos normais ao seu alinhamento. Sendo que a esbelteza para este tipo de elementos de secção tubular é obtida por:

$$\lambda = \frac{L}{i_{yy}} \quad (4.11)$$

Onde,

L – Comprimento do elemento (m);

i_{yy} – Raio de giração em torno do eixo de maior inércia, sendo que neste caso todas as direcções apresentam o mesmo raio de giração (m).

As regras normativas que regem o comprimento a considerar dos elementos primários e secundários do contraventamento, são apresentadas na Figura 4.2. Em que a esbelteza para membros de contraventamento em cantoneira pode ser dado pela expressão (4.11).

$$\lambda = \frac{L_{di}}{i_{vv}} \quad (4.12)$$

Facilmente se constata que esta relação é conservativa face aos eixos de encurvadura segundo a qual na realidade a situação de instabilidade ocorre. A esbelteza de elementos primários está limitada a 180, enquanto que a de elementos secundários encontra-se limitada a 250. Este aspecto é importante dado a vulnerabilidade da secção para a acção de determinados esforços. Estas limitações têm em conta a

possibilidade de membros com esbelteza elevada poderem produzir vibrações que pode torná-los vulneráveis a danos devido à flexão.

Principais tipos de padrões					
Paralelo			Cónico		
I	II	III	IV	V	VI
$L_{d1} = L_d$	$L_{d1} = L_{d2}$	$L_{d1} = L_{d2}$	$L_{d1} = L_{d2}$		
Contraventamento secundário					
IA	IIA	IIIA	IVA		
	$L_{d1} = L_{d1}$	$L_{d1} = L_{d1}$ $L_{d1} = L_{d2}$	$L_{d1} = L_{d1}$		

Figura 4.2 - Comprimentos de encurvadura de elementos primários e secundários

Em virtude de um esforço de compressão constante em membros de secção transversal constantes, o coeficiente de esbelteza adimensional ($\bar{\lambda}$) deve ter em conta o coeficiente de esbelteza adimensional eficaz ($\bar{\lambda}_{eff}$), dado pela expressão (4.13), uma vez que tem em consideração as condições de apoio dos elementos.

$$\bar{\lambda}_{eff} = k \times \bar{\lambda} \quad (4.13)$$

Em que,

k – Factor de esbelteza efectiva, que tem em conta a redução de comprimento efectivo proporcionada pelo tipo de ligação em causa.

O detalhe das ligações e a sua definição são essenciais, uma vez que influenciam o comportamento dos diferentes membros da estrutura. Assim sendo, a ligação deve ser projectada compatibilizando a resistência que os membros a ela associados lhe conferem.[1] Face ao disposto, desencadeia-se um processo iterativo de dimensionamento, uma vez que o dimensionamento do tipo de ligação em causa, é desenvolvida após o dimensionamento da estrutura. Este facto não foi tido em consideração, tendo-se adoptado um único valor para o coeficiente em causa.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad (4.14)$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon \quad (4.15)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (4.16)$$

Para cantoneiras que não se encontram rigidamente ligadas em ambas as extremidades, ou seja, ligadas por pelo menos dois parafusos, a resistência de encurvadura deve ser reduzida de um factor, η , em função das condições apresentadas de seguida:

$\eta = 0.8$, se a ligação contemplar um parafuso em ambas as extremidades;

$\eta = 0.9$, se a ligação contemplar um parafuso numa extremidade e apresentar uma ligação rígida na outra.

De forma a determinar o factor de esbelteza efectiva, a norma apresenta o quadro da Figura 4.3 relativa a montantes, e o quadro da Figura 4.4 para as diagonais e travessas. Para o caso das diagonais e travessas, deve-se ter em conta a forma do contraventamento e o tipo de ligação em causa.

As curvas de encurvadura permitem obter o factor de redução, em função do coeficiente de esbelteza adimensional, tendo em conta um factor de imperfeição generalizado. O factor de imperfeição depende de diversos factores tais como:

- Geometria das secções transversais;
- Eixo de flexão;
- Classe do aço;
- Processo de fabrico.

No entanto segundo a norma em causa, para valores de $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ou $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 0.04$, o efeito da encurvadura poderá ser desprezado.

Contraventamento simétrico			Contraventamento assimétrico			
Secção	$\bar{\lambda}^{(1)}$	$\pm \bullet \circ$	Secção	$\bar{\lambda}^{(1)}$	$\pm \bullet \circ$	$\pm \bullet \circ$
	v - v	y - y		v - v	y - y	y - y
	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ $\geq 0,9$ $\leq 1,0$	$1,0^{(1)}$		$1,2 \left(0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} \right)$ $\geq 1,08$ $\leq 1,2$	$1,2 \left(0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} \right)$ $\geq 1,08$ $\leq 1,2$	$1,0$
	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ $\geq 0,9$ $\leq 1,0$	$1,0^{(1)}$		$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ $\geq 0,9$ $\leq 1,0$	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ $\geq 0,9$ $\leq 1,0$	$1,0$
	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ $\geq 0,9$ $\leq 1,0$	$1,0$		$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ $\geq 0,9$ $\leq 1,0$	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ $\geq 0,9$ $\leq 1,0$	$1,0$

Figura 4.3 - Factor de esbelteza efectiva para montantes

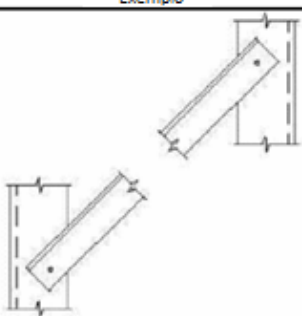
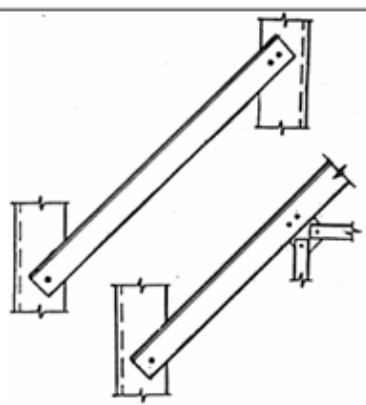
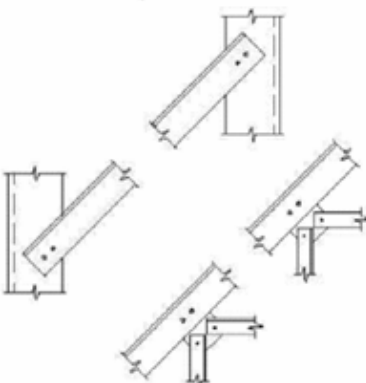
Tipo de restrição	Exemplo		k
Descontínua nas extremidade		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_y}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,58}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,58}{\lambda_z}$
Contínua numa extremidade		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_y}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_z}$
Contínua em ambas as extremidade		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_y}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_z}$

Figura 4.4 - Factor de esbelteza efectiva para diagonais e travessas

Tipo de ligação		$K^{(3)(5)}$
	No plano	0,95 ⁽²⁾
	Fora do plano	0,95 ⁽²⁾
	No plano	0,85
	Fora do plano	0,95 ⁽²⁾
	No plano	0,70
	Fora do plano	0,85
	No plano	0,70
	Fora do plano	0,70
	No plano	0,85
	Fora do plano	0,85

Figura 4.5 - Factor de Esbelteza Efectiva para Diagonais e Travessas

A encurvadura depende das características do material, da esbelteza e das condições de apoio, o que leva a que em elementos comprimidos, seja mais complicado definir a relação tensão x deformação. Admitindo um comportamento elasto-plástico perfeito na tracção e na compressão, constitui-se uma boa aproximação, nomeadamente para a primeira região estável quando a carga é inferior à carga crítica. A encurvadura sucessiva de vários elementos é a principal responsável pela ruptura das estruturas, sendo que em elementos esbeltos a perda de estabilidade é repentina e como tal, ocorre uma ruptura súbita sem grandes deformações.[41]

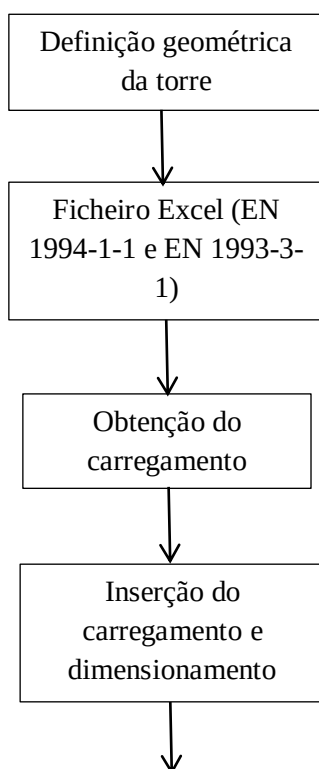
Existem diversas curvas de encurvadura que permitem a prospecção da mesma nas várias secções no plano de menor rigidez, sem ter em conta a instabilidade local. Na definição destas torna-se essencial e preponderante a introdução das imperfeições iniciais a ter em conta, isto é, o risco de fabricação e de construção a ela associados.

Dadas as condições expostas na Figura 4.3, 4.4 e 4.5, o comprimento de encurvadura e a esbelteza efectivas a considerar no modelo tiveram em conta as demais disposições.

4.1.7. PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

A metodologia encontra-se esquematizada, de forma simplificada, no fluxograma, do qual fazem parte os seguintes passos:

- Definição geométrica da torre, tendo em consideração o tipo de secção, o tipo de contraventamento, as dimensões gerais da torre e o tipo de secção a utilizar em cada elemento constituinte da torre. Geração de nós e barras;
- Definição dos principais condicionalismos inerente à definição da acção do vento na EN 1991-1-4 e na EN 1993-3-1, como a zona da estrutura, a categoria do terreno, a altura acima do solo, e o tipo de secção;
- Determinação do carregamento a ser imposto no modelo estrutural do programa de cálculo estrutural, com recurso ao programa desenvolvido em Visual Basic, combinando com a implementação das propriedades mecânicas e geométricas dos vários elementos inseridas no programa de cálculo estrutural (secções, comprimentos efectivos, factor redutor de comprimentos, data bases de secções, famílias de barras, combinações);
- Inserção do carregamento no programa de cálculo estrutural, realizando a optimização estrutural da torre de telecomunicações com recurso à ferramenta de dimensionamento automático do *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012* e determinação da frequência própria da estrutura, através da realização de uma análise modal, desenvolvida no programa de cálculo estrutural;
- Caso a estrutura se encontre optimizada, conclui-se a análise em causa. Caso contrário repete-se o processo de procedimento.



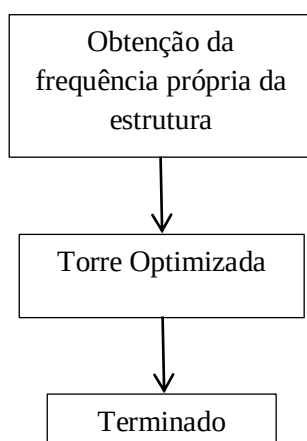


Figura 4.6 – Fluxograma da metodologia de cálculo

4.2. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NORMA NORTE-AMERICANA (TIA-222-G)

4.2.1. RESISTÊNCIA MÍNIMA DE ENCURVADURA

A norma americana apresenta dois conceitos base para a definição dos elementos em análise, como é o caso de elementos primários referentes a montantes e de elementos secundários alusivos a travessas e a diagonais. Os membros primários quando se aproximam da carga crítica de encurvadura, isto é, no momento em que se encontram submetidos à compressão, exercem pressão sobre os elementos de contraventamento, de tal forma, que estes devem desenvolver uma resistência mínima, normal ao elemento em ambas as direcções, determinada pela expressão (4.17).

$$P_s = \left[1,5 + \frac{\left(\frac{KL}{r} - 60 \right)}{60} \right] \times \frac{F_s}{100} \quad (4.17)$$

A qual deverá garantir a condição:

$$1,5 \times \frac{F_s}{100} \leq P_s \leq 2,5 \times \frac{F_s}{100} \quad (4.18)$$

Onde,

F_s – Força de compressão de projecto num membro de suporte (KN);

$\frac{KL}{r}$ – Esbelteza eficaz do membro de suporte no plano de encurvadura em consideração.

Face ao exposto, a força de resistência mínima para membros secundários corresponde a um valor entre 1,5% e 2,5% do esforço total do montante adjacente, sujeito a esforços de compressão. De salientar que a força em causa é definida perpendicularmente ao eixo do montante e, assim sendo, para

se determinar a força efectiva do membro dever-se-á ter em conta as disposições geométricas da estrutura.

Esta resistência mínima não necessita de ser considerada em conjunto com uma dada combinação de carga, pelo que a resistência à encurvadura necessária, P_r , para torres triangulares de secção tubular, referente ao caso em análise, deverá ser determinada pela expressão.

$$P_r = 1,15 \times P_s \quad (4.19)$$

A estrutura em análise apresenta ângulos internos entre faces de 60°, dada a necessidade de rebater a resistência mínima do membro contraventado para um plano da face, tem de se dividir a mesma pelo co-seno do respectivo ângulo. Com base neste esclarecimento determina-se a expressão (4.19). Conclui-se assim que as disposições apresentadas pela TIA-222-G[21], apenas pretendem ser alusivas a este facto, demonstrando alguns exemplos para a análise em causa. Esta definição foi extraída da tabela e de acordo com as características estruturais do modelo em análise, outros valores poderão ser extraídos em função da secção do montante (cantoneira, tubular, cantoneira inclinada) e da secção da torre (triangular, quadrada).

As forças mínimas de projecto exigidas em elementos secundário serão afectadas por um factor multiplicativo, que depende do elemento. Uma vez que a estrutura apresenta duas secções em que os elementos são afectados por coeficientes diferentes, apresentam-se de seguidas as várias disposições. Os factores multiplicativos têm por base o rebatimento do esforço da face (P_r), para o elemento em causa, sendo que o coeficiente 0.5 resulta da existência de dois elementos diagonais a convergir no mesmo ponto.

- Travessas principais- 1;
- Diagonais- $0.5/\cos(\theta)$;
- Travessas secundárias- 1.

Na eventualidade de se definir na estrutura um membro secundário que esteja ligado em cada extremidade por um membro horizontal, estes devem ter uma resistência mínima igual a metade da força horizontal dividida pelo co-seno do ângulo.

O rácio de esbelteza (L/r) não deverá exceder os limites imposto pela norma:

- 150 – Para montantes;
- 200 – Para elementos principais que não os montantes;
- 250 – Para elementos secundários;
- 300 – Para membros à tracção.

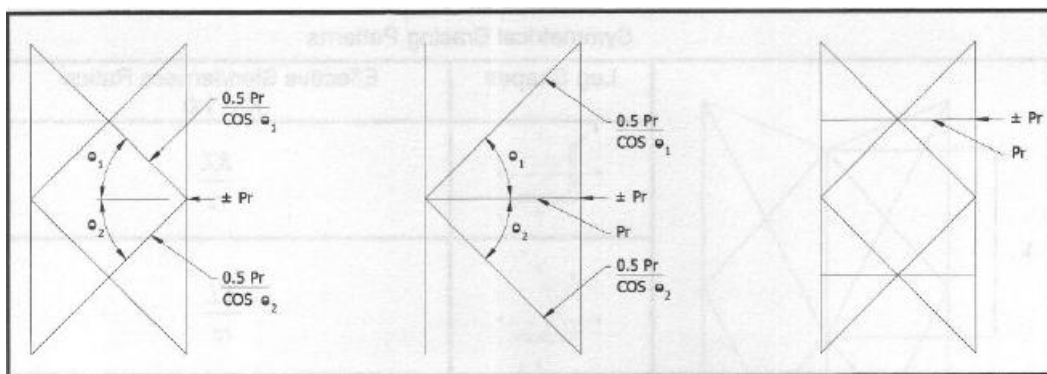


Figura 4.7 - Resistência mínima em pontos dentro do painel (adaptado de [21])

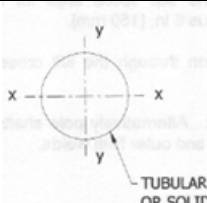
Montantes	Secção	Resistência mínima no contraventamento
	Quadrada	$Pr=Ps$
	Triangular	$Pr=1,15xPs$

Figura 4.8 – Resistência mínima função da secção da torre e dos montantes (adaptado de [21])

4.2.2. COMPRESSÃO

O coeficiente de esbelteza nos montantes é determinado em função da simetria do padrão de contraventamento, em que o factor mínimo de comprimento, K , é igual à unidade para torres reticuladas. O valor deste coeficiente deve ser calculado de acordo com a expressão, dado que o eixo que governa o contraventamento é o eixo de menor inércia.

$$\frac{K \times L}{r} = \frac{K \times L}{rx} \quad (4.20)$$

Em que,

L – Comprimento com as mesmas condições simétricas do padrão de contraventamento, ou seja, distância do painel medida sobre o eixo do montante (m);

rx – Representa o raio de giração em torno do eixo de encurvadura x (m).

A esbelteza efectiva máxima permite determinar a resistência à compressão máxima e a resistência ao contraventamento lateral. Os coeficientes de esbelteza para membros de contraventamento, dependem do caso de carga, das excentricidades e das restrições a que estão sujeitos os elementos, em que L corresponde à distância entre os centros das ligações extremas. As condições concêntricas

correspondem a membros redondos concêntricos e a secções de duplo ângulo, enquanto que o enquadramento excêntrico, corresponde a secções de membros redondos excêntricos e a secções angulares únicas. No caso em estudo, está-se perante secções angulares singulares, uma vez que se pretende empregar secções em L nas diagonais e travessas. O Quadro 4.1 é aplicado a membros com um rácio de esbelteza inferior a 120, onde a excentricidade condiciona o dimensionamento.

Quadro 4.1 - Esbelteza efectiva para esbeltezas inferiores a 120

<i>Equação</i>	Condições nas extremidades do comprimento de encurvadura
$\frac{K \times L}{r} = \frac{L}{r}$	Concêntrico em ambas as extremidades
$\frac{K \times L}{r} = 30 + 0,75 \times \frac{L}{r}$	Concêntrico numa das extremidades e enquadramento excêntrico na outra
$\frac{K \times L}{r} = 60 + 0,5 \times \frac{L}{r}$	Enquadramento excêntrico em ambas as extremidades

Caso os elementos apresentem um rácio de esbelteza superior a 120, as restrições governam a definição do coeficiente de esbelteza. Caso se tenha uma ligação simples aparafusada considera-se a inexistência de restrição à rotação, no entanto caso a ligação seja de múltiplos parafusos através de uma placa de reforço ligada directamente ao membro principal, considera-se a ligação parcialmente restringida à rotação. O factor mínimo de comprimento para estruturas de nós rígidos, admitindo o encastramento em ambas as extremidades, é igual a 0,5, sendo que para elementos de nós semi-rígidos, admite-se que ambas as extremidades encontram-se apoiadas sendo igual à unidade.

Quadro 4.2 - Esbelteza efectiva para esbeltezas superiores a 120

<i>Equação</i>	Condições nas extremidades do comprimento de encurvadura
$\frac{K \times L}{r} = \frac{L}{r}$	Não há restrições à rotação em ambas as extremidades
$\frac{K \times L}{r} = 28,6 + 0,762 \times \frac{L}{r}$	Rotação parcialmente restringida de um dos lados e não restringida do outro
$\frac{K \times L}{r} = 46,2 + 0,615 \times \frac{L}{r}$	Parcialmente restringida a rotação em ambas as extremidades

4.2.3. TENSÃO DE CEDÊNCIA EFECTIVA

Para elementos angulosos, referentes ao grupo das diagonais e travessas, a tensão de cedência efectiva, relativa à encurvadura local, para esforços de compressão pode ser determinada pelas seguintes expressões:

- Se $w/t \leq 0,47 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, então:

$$F'_y = F_y \quad (4.21)$$

- Se $0,47 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq w/t \leq 0,85 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, então:

$$F'_y = \left[1,677 - 0,677 \times \left(\frac{w/t}{0,47 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}} \right) \right] \times F_y \quad (4.22)$$

- Se $0,85 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq w/t \leq 25$, então:

$$F'_y = [0,0330 \times \pi^2 \times E / (W/t)^2] \quad (4.23)$$

É de salientar que a relação entre a largura e a espessura, tal como é expressa nas expressões, em membros angulosos, não deverá exceder 25. Para os montantes, uma vez que correspondem a membros tubulares, o quociente entre o diâmetro e a espessura não deve exceder os 400. No que se refere a este tipo de secção, a norma propôs um conjunto de expressões para a determinação da tensão de cedência efectiva, tais como:

- Se $D/t \leq 0,114 \times \frac{E}{F_y}$, então:

$$F'_y = F_y \quad (4.24)$$

- Se $0,114 \times \frac{E}{F_y} \leq D/t \leq 0,448 \times \frac{E}{F_y}$

$$F'_y = \left(\frac{0,0379 \times E}{(D/t) \times F_y} + \frac{2}{3} \right) \times F_y \quad (4.25)$$

- Se $0,448 \times \frac{E}{F_y} \leq D/t \leq 400$

$$F'_y = \frac{0,0379 \times E}{(D/t)} \quad (4.26)$$

Em que,

D – Diâmetro exterior do membro tubular (m);

t – Espessura da secção do membro tubular (m);

E – Módulo de elasticidade do membro tubular (GPa);

F_y – Tensão de cedência do aço (MPa).

4.2.4. FORÇA AXIAL DE PROJECTO

A força de projecto de membros à compressão, é dada pelo produto do factor de resistência para compressão pela força axial nominal.

$$\phi_c = 0.9 \quad (4.27)$$

$$P_n = A_g \times F_{cr} \quad (4.28)$$

A tensão crítica depende do parâmetro de esbelteza, em que este último é dado por:

$$\lambda_c = \frac{K \times L}{r \times \pi} \times \sqrt{\frac{F'_y}{E}} \quad (4.29)$$

Em que,

F'_y – Tensão de cedência efectiva (MPa);

E – Módulo de elasticidade (GPa);

K – Factor de comprimento efectivo;

L – Comprimento lateralmente não contraventado de um membro (m);

r – Raio de giração em torno do eixo de encurvadura (m).

Assim tem-se,

- Para, $\lambda_c \leq 1.5$:

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) \times F'_y \quad (4.30)$$

- Para, $\lambda_c > 1.5$:

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) \times F'_y \quad (4.31)$$

4.2.5. RESISTÊNCIA À TRACÇÃO

A resistência à tracção de um membro dependerá da menor cedência na secção bruta, ruptura na secção efectiva ou por ruptura transversal. Em função da configuração condicionante enunciada anteriormente, a norma propõe formas distintas para a determinação da resistência à tracção.

- Tensão de cedência produzida na secção bruta

O factor de resistência para tensão é igual a 0,8 para cabos de ancoragem e 0,9 para outros membros.

$$P_n = F_y \times A_g \quad (4.32)$$

- Tensão de ruptura na secção efectiva

O factor de resistência para tensão é igual a 0.65 para cabos de ancoragem e 0.75 para outros membros, sendo F_u a resistência à tracção mínima da parte crítica da ligação.

$$P_n = F_u \times A_{en} \quad (4.33)$$

- Ruptura transversal do bloco

O factor de resistência para tensão é igual a 0.65 para cabos de ancoragem e 0.75 para outros membros.

Quando:

$$F_u \times A_{nt} \geq 0.6 \times F_u \times A_{nv} \quad (4.34)$$

$$P_n = 0.6 \times F_y \times A_{gv} + F_u \times A_{nt} \leq 0.6 \times F_u \times A_{nv} + F_u \times A_{nt} \quad (4.35)$$

Quando:

$$0.6 \times F_u \times A_{nv} > F_u \times A_{nt} \quad (4.36)$$

$$P_n = 0.6 \times F_u \times A_{nv} + F_y \times A_{gt} \leq 0.6 \times F_u \times A_{nv} + F_u \times A_{nt} \quad (4.37)$$

Em que,

A_{en} – Área efectiva (m²);

A_{gv} – Área bruta de corte (m²);

A_{gt} – Área bruta de tensão (m²);

A_{nv} – Área sujeita ao corte (m²);

A_{nt} – Área sujeita à tensão (m^2);

F_y – Tensão de cedência do aço (MPa);

F_u – Tensão de ruptura do aço (MPa).

A área líquida de um membro é dada pelo produto da espessura pela largura líquida do elemento. Na área líquida da secção, deve-se ter em conta um acréscimo de 2 mm à dimensão nominal do furo e para a largura da parte líquida, W_n , deve-se ter em conta a largura bruta subtraída das dimensões dos furos em cadeia, à qual se deve acrescentar uma quantidade, tal como é enunciado na expressão seguinte:

$$A_n = W_n \times t + \frac{(s^2 \times t)}{4 \times g} \quad (4.38)$$

Em que,

s – Distância longitudinal ao centro (m);

g – Distância transversal ao centro (m);

W_n – Largura da parte líquida (m);

t – Espessura do elemento (m).

Quando uma força é transmitida directamente a cada um dos elementos adjacentes a um elemento da secção por fixadores ou soldaduras, a área efectiva líquida é igual à área líquida.

4.2.6. RESISTÊNCIA À FLEXÃO

A força de projecto à flexão é dada pelo produto entre o factor de resistência à flexão pela força de flexão nominal. Em que o factor de resistência à flexão é igual a 0,9. No que diz respeito aos membros redondos tubulares, a razão diâmetro e espessura não poderá ser superior a 400. A força à flexão nominal depende da razão diâmetro e espessura, tal como é expresso nas condições seguintes:

- Se $D/t < 0.0714 \times \frac{E}{F_y}$, então:

$$M_n = F_y \times Z \quad (4.39)$$

- Se $0.0714 \times \frac{E}{F_y} \leq D/t \leq 0.309 \times \frac{E}{F_y}$

$$M_n = \left(\frac{0.0207 \times E}{(D/t) \times F_y} + 1 \right) \times F_y \times S \quad (4.40)$$

- Se $0.309 \times \frac{E}{F_y} \leq D/t \leq 400$

$$M_n = \left(\frac{0.330 \times E}{(D/t)} \right) \times S \quad (4.41)$$

Em que,

E – Módulo de elasticidade igual a 200 GPa;

S – Módulo da secção elástica;

Z – Módulo da secção plástica;

D – Diâmetro do elemento (m);

t – Espessura do elemento (m).

Para montantes de secção angulosa a flexão deve ser considerada sobre os eixos principais. A tensão de cedência eficaz para cargas de flexão, tem por base a encurvadura da barra e é determinada de acordo com as seguintes condições:

- Se $b/t \leq 0.54 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, então:

$$F'_{yf} = 1.5 \times F_y \quad (4.42)$$

- Se $0.54 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq b/t \leq 0.91 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, então:

$$F'_{yf} = \left[1.5 - 0.93 \times \left(\frac{b/t}{0.54 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}} - 1 \right) \right] \times F_y \quad (4.43)$$

- Se $b/t > 0.91 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, então:

$$F'_{yf} = [0.72 \times E/(b/t)^2] \quad (4.44)$$

Para a determinação da tensão de cedência eficaz, tendo em conta a torção lateral por encurvadura, deve-se ter em conta:

- Se $L_B < L_T$,

$$F''_y = [1.92 - 1.17 \times \sqrt{N_t}] \times F_y \quad (4.45)$$

- Se $L_B \geq L_T$,

$$F''_y = \left[\frac{0.92}{N_t} - \frac{1.17}{N_t^2} \right] \times F_y \quad (4.46)$$

Em que,

$$N_t = \frac{L_B}{L_T} \quad (4.47)$$

L_B – Comprimento de encurvadura lateral (m);

$$L_T = \frac{E \times b^3 \times t^2}{3 \times F_y \times I_w} \quad (4.48)$$

I_w – Momento de inércia sobre o eixo maior principal (m⁴);

b – Largura da cantoneira (m);

t – Espessura da cantoneira (m).

O momento resistência à flexão pode ser dado por duas considerações, em função do eixo principal central de inércia e em função da acção existente ao nível da barra (compressão ou tração), tal que:

$$M_{nw} = \min(F'_{yf} \times S_w; F''_{yf} \times S_w) \quad (4.49)$$

$$M_{nz} = F'_{yf} \times S_z \quad (4.50)$$

Em que,

M_{nw} – Flexão resistente nominal sobre o eixo principal maior (KN.m);

M_{nz} – Flexão resistente nominal sobre o eixo principal menor (KN..m);

S_w – Módulo de flexão sobre o eixo principal maior;

S_z – Módulo de flexão sobre o eixo principal menor.

O momento de flexão devido às cargas, deve ser multiplicado por um factor de amplificação, B_1 , de forma a ter em conta os momento secundários no membros individuais, tal que:

- $B_1 = 1$, quando os efeitos dos deslocamentos, P-delta, são considerados;
- $B_1 = 0.85 / (1 - \frac{P_u}{P_e})$, para os montantes;
- $B_1 = 1 / (1 - \frac{P_u}{P_e})$, para os elementos que façam parte do contraventamento da estrutura.

Em que,

P_u – Força axial de compressão devido às cargas aplicadas (KN).

$$P_e = \frac{\pi^2 \times E \times I}{(K \times L)^2} \quad (4.51)$$

É necessário ter em conta que esta análise deve ser verificada na direcção da encurvadura em consideração.

Os elementos tubulares que estão sujeitos à acção combinada de flexão e esforço axial devem satisfazer as seguintes condições:

- Se $\frac{P_u}{\phi_a \times P_n} \geq 0.2$ e menor do que 1

$$\left| \frac{8}{9} \times \left(\left| \frac{P_u}{\phi_a \times P_n} \right| \right) + \left(\frac{B_1 \times M_u}{\phi_f \times M_n} \right) \right| \leq 1.0 \quad (4.52)$$

- Se $\frac{P_u}{\phi_a \times P_n} \leq 0.2$

$$\left(\left| \frac{P_u}{2 \times \phi_a \times P_n} \right| \right) + \left(\frac{B_1 \times M_u}{\phi_f \times M_n} \right) \leq 1.0 \quad (4.53)$$

Em que,

P_u – Força axial devido às cargas aplicadas (KN);

P_n – Força axial nominal (KN);

ϕ_a – Factor de resistência para compressão e tensão axial (=0.9);

ϕ_f – Factor de resistência para flexão;

Para elementos angulosos, como das cantoneiras, quando sujeitos à acção combinada de esforço axial e de flexão, devem satisfazer as seguintes condições:

- Se $\frac{P_u}{\phi_a \times P_n} \geq 0.2$ e menor do que 1

$$\left| \frac{8}{9} \times \left(\left| \frac{P_u}{\phi_a \times P_n} \right| \right) + \left(\frac{B_1 \times M_{uw}}{\phi_f \times M_{nw}} \right) + \left(\frac{B_1 \times M_{uz}}{\phi_f \times M_{nz}} \right) \right| \leq 1.0 \quad (4.54)$$

- Se $\frac{P_u}{\phi_a \times P_n} \leq 0.2$

$$\left(\left| \frac{P_u}{2 \times \phi_a \times P_n} \right| \right) + \left(\frac{B_1 \times M_{uw}}{\phi_f \times M_{nw}} \right) + \left(\frac{B_1 \times M_{uz}}{\phi_f \times M_{nz}} \right) \leq 1.0 \quad (4.55)$$

Em que,

P_u – Força axial devido às cargas aplicadas (KN);

P_n – Força axial nominal (KN);

M_{uw} – Momento de flexão sobre o eixo principal maior devido às cargas aplicadas (KN.m);

M_{uz} – Momento de flexão sobre o eixo principal menor devido às cargas aplicadas (KN.m);

M_{nw} – Flexão resistente nominal sobre o eixo principal maior (KN.m);

M_{nz} – Flexão resistente nominal sobre o eixo principal menor (KN.m);

ϕ_a – Factor de resistência para compressão e tensão axial (=0,9);

ϕ_f – Factor de resistência para flexão.

4.2.7. PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

Uma vez que a verificação estrutural dos vários elementos da estrutura deverá ser realizada com recurso a uma metodologia de cálculo desenvolvida em ambiente *Excel*, através de programação *Visual Basic*. Torna-se necessário balizar um procedimento geral para o desenvolvimento do projecto de estrutura, dado pelos seguintes passos:

- 1) Determinar a velocidade máxima do vento com base na TIA-222-G[21];
 - Calcular as acções do vento na torre usando processos definidos na norma TIA-222-G[21];
 - Aplicar cargas dos acessórios à torre;
 - Considerações dos efeitos de protecção da torre;
- 2) Avaliar as cargas de gelo na torre para ver se elas têm o potencial de ser mais desvantajosas para o projecto, quando a carga do vento é reduzida;
- 3) Criar um modelo de torre para análise
 - Ter em conta efeitos não lineares geométricos, pois apresentam elevada probabilidade de ter impacto significativo sobre o projecto das torres de telecomunicação, pela sua elevada esbelteza.
- 4) Aplicar cargas calculadas em 2), onde as cargas permanentes devem estar incluídas no projecto;
- 5) Comparar a os esforços máximos do modelo com a máxima capacidade do material. Ter em conta não apenas a capacidade, mas também a encurvadura local e lateral dos elementos.

No desenvolvimento de um processo de optimização, o objectivo principal e definidor do problema é o peso da própria estrutura. O programa desenvolvido em *Microsoft Visual Basic* contempla requisitos da TIA/EIA-222-G e das normas europeias. As variáveis da aplicação necessárias para a optimização da mesma, tem em conta a selecção das secções transversais a partir de uma base de dados introduzida no mesmo, sendo que o processo desenvolve-se de forma iterativa. O número de painéis e comprimentos das barras foram mantidos durante o processo de optimização, sendo que a condição limitadora do processo é a verificação das condições de dimensionamento da EN 1993-1-1 e da TIA/EIA-222-G. Critérios de limitação de deflexão e outros requisitos e exigências normalmente impostas pelos clientes, não foram tidos em conta. De salientar a importância de ter um programa automático, uma vez que permite correr um conjunto de secções, até se atingir a verificação do elemento em análise. Desta forma foi criado um quadro representativo da operacionalidade da secção, ilustrado no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 - Ilustração do quadro de dimensionamento segundo a norma TIA-222-G

	Esforço	Encurvadura	Encurvadura	
	Secções			
	Montantes	Travessas	Diagonais	
A-1-1	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	1
A-1-2	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	2
A-1-3	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	3
A-1-4	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	4
A-1-5	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	5
A-2-1	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	6
A-2-2	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	7
A-2-3	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	8
A-2-4	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	9
A-2-5	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	10
A-2-6	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	11
A-2-7	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	12
A-2-8	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	13
A-2-9	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	14
A-3-1	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	15
A-3-2	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	16
A-3-3	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	17

Para o dimensionamento dos montantes, os principais condicionantes surgem ao nível dos esforços. As travessas e diagonais são condicionadas pela encurvadura, quando dimensionadas segundo a TIA-222-G.

4.3. RESULTADOS

4.3.1. ACÇÃO DO VENTO E PESO PRÓPRIO

A comparação entre as duas normas teve por base o modelo 2, tendo em conta as vantagens mencionadas em capítulos anteriores. Comparando a Figura 4.10 e a Figura 4.9, verifica-se que as exigências de dimensionamento segundo o Eurocódigo são mais conservativas do que as exigências de dimensionamento segundo a norma americana, para os montantes e travessas, ao contrário do que acontece para as diagonais. As contribuições mássicas dos montantes para o peso global da estrutura são preponderantes, uma vez que representa cerca de 57,7% e 62,6 % do peso total, segundo as normas europeias e americanas, respectivamente.

	Secções		
	Montantes	Travessas	Diagonais
A-1-1	CHS 273x16	CAEP 180x18	CAEP 120x12
A-1-2	CHS 273x16	CAEP 150x18	CAEP 120x10
A-1-3	CHS 273x16	CAEP 150x18	CAEP 120x10
A-1-4	CHS 273x12.5	CAEP 150x18	CAEP 100x12
A-1-5	CHS 244.5x16	CAEP 70x5	CAEP 100x10
A-2-1	CHS 244.5x12.5	CAEP 60x5	CAEP 100x10
A-2-2	CHS 244.5x12	CAEP 60x4	CAEP 100x7
A-2-3	CHS 244.5x10	CAEP 60x4	CAEP 100x7
A-2-4	CHS 219.1x12	CAEP 50x5	CAEP 90x9
A-2-5	CHS 193.7x12	CAEP 50x4	CAEP 90x7
A-2-6	CHS 193.7x10	CAEP 120x12	CAEP 90x7
A-2-7	CHS 193.7x10	CAEP 40x5	CAEP 90x6
A-2-8	CHS 168.3x10	CAEP 40x3	CAEP 80x6,5
A-2-9	CHS 168.3x8	CAEP 35x4	CAEP 80x8
A-3-1	CHS 168.3x6	CAEP 40x5	CAEP 40x4
A-3-2	CHS 139.7x5	CAEP 40x4	CAEP 35x3,5
A-3-3	CHS 114.3x3	CAEP 40x4	CAEP 30x3

Figura 4.10 - Perfis relativos ao Modelo 2 EC

	Secções		
	Montantes	Travessas	Diagonais
A-1-1	CHS 244.5x20	CAEP 100x7	CAEP 130x12
A-1-2	CHS 244.5x20	CAEP 90x6	CAEP 120x8
A-1-3	CHS 244.5x20	CAEP 90x6	CAEP 120x8
A-1-4	CHS 219.1x20	CAEP 90x6	CAEP 120x8
A-1-5	CHS 219.1x16	CAEP 80x5	CAEP 120x8
A-2-1	CHS 219.1x16	CAEP 75x5	CAEP 110x10
A-2-2	CHS 219.1x12.5	CAEP 70x6	CAEP 110x10
A-2-3	CHS 193.7x12.5	CAEP 60x4	CAEP 110x10
A-2-4	CHS 193.7x12	CAEP 55x6	CAEP 100x7
A-2-5	CHS 193.7x10	CAEP 50x4	CAEP 100x7
A-2-6	CHS 193.7x10	CAEP 45x4	CAEP 100x7
A-2-7	CHS 168.3x10	CAEP 40x4	CAEP 90x6
A-2-8	CHS 168.3x8	CAEP 35x4	CAEP 90x6
A-2-9	CHS 139.7x8	CAEP 35x4	CAEP 90x6
A-3-1	CHS 139.7x5	CAEP 45x4	CAEP 35x4
A-3-2	CHS 88.9x5	CAEP 45x4	CAEP 35x4
A-3-3	CHS 60.3x2.5	CAEP 45x4	CAEP 35x4

Figura 4.9 - Perfis relativos ao Modelo 2 TIA

A Figura 4.11 permite enaltecer a economia gerada pelo recurso à norma americana face à europeia. As condições meteorológicas americanas, incentivaram o desenvolvimento científico respeitante à acção do vento. As constantes catástrofes naturais permitiram que este fenómeno fosse constituído tema de interesse público, resultando no progresso do conhecimento. Desta forma, obteve-se para a norma americana uma redução de 9,4% relativamente ao peso total da estrutura, não contabilizando outros acessórios (parafusos, porcas).

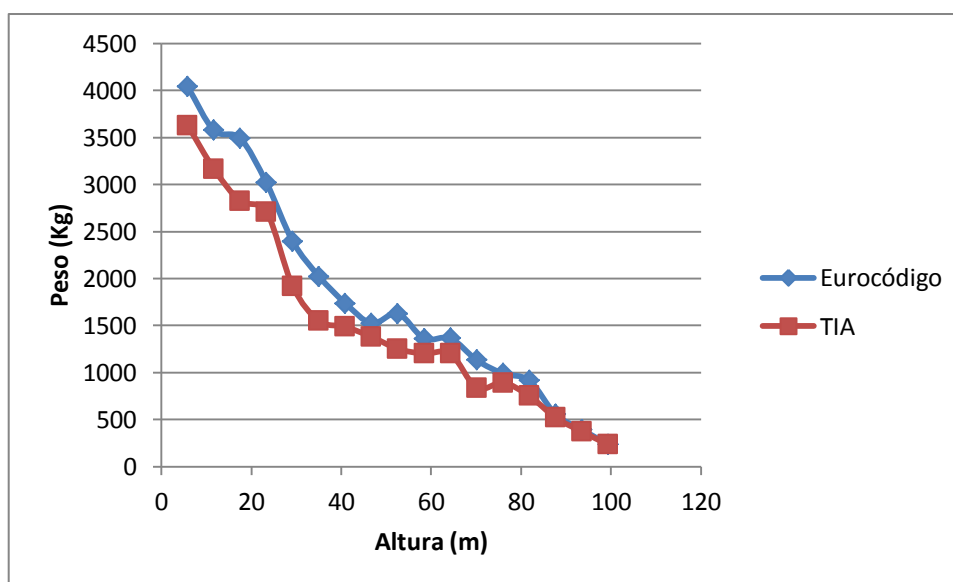


Figura 4.11 - Variação da massa em altura segundo a norma EN 1993-1-1 e a norma TIA-222-G

4.3.2. ACÇÃO DO VENTO, GELO E PESO PRÓPRIO

Face às condições expostas em 2.2.1, de uma forma geral, a maioria das secções verificam para as combinações propostas pela norma NP EN 1993-1-1[26], tendo em conta o peso próprio, o vento e o gelo. A inclusão da acção do gelo na estrutura simples, provoca uma deposição de gelo nos membros da mesma, resultando num acréscimo de 19.5 % na acção para as direcções A e B e de 23.2% para a direcção C, com um acréscimo ao nível do peso de 24 %.Em todas elas, teve-se em conta um peso volúmico de 900 kg/m³, preferido pelo gelo sob a forma de esmalte/gelo. O factor K, é igual a 0.45, para uma espessura de 20 mm e gelo em forma de esmalte, segundo a definição de classes de gelo para esmalte e geada da ISO 12494[27]. A área da antena e das escadas também foi majorada. Face aos resultados obtidos, a acção do gelo condicionou o dimensionamento da torre, uma vez que se considerou um peso volúmico limite, resultado do intervalo proposto pelo EN 1993-3-1[17], entre 200 e 900 kg/m³. Outrora esta análise não condicionaria, pelo que gerou um acréscimo de 2.73% de peso total na estrutura, pouco significativo para uma situação limite de condições de gelo. As travessas dos níveis inferiores foram as responsáveis pelo acréscimo de peso, dado que não resistiam à solicitação imposta. A análise teve por base que a força resistente ao vento podia ser estimada tendo em conta os procedimentos definidos na secção B do EN 1933-3-1[17] e no ponto, do referido trabalho, para gelo sob a forma de esmalte.

Segundo a norma americana, a espessura de projecto do gelo está directamente dependente da altura, uma vez que deverá ser considerada tanto maior quanto maior a altura, no cálculo do peso do gelo e vento sobre as cargas de gelo. Deve-se considerar a espessura de gelo como uma acumulação de espessura uniforme em torno da superfície exposta da estrutura, no entanto a classe estabelecida para a estrutura não permite a realização da análise em causa. Desta forma ter-se-á de redefinir a estrutura para uma classe II, tendo em conta uma variação da espessura de gelo, tal como é representada no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 - Variação da espessura de gelo em altura para o modelo 2

A-1-1	0,0379
A-1-2	0,0406
A-1-3	0,0423
A-1-4	0,0435
A-1-5	0,0445
A-2-1	0,0453
A-2-2	0,0461
A-2-3	0,0467
A-2-4	0,0472
A-2-5	0,0477
A-2-6	0,0482
A-2-7	0,0486
A-2-8	0,049
A-2-9	0,0494

A-3-1	0,0497
A-3-2	0,05
A-3-3	0,0503

No entanto, uma vez que se admitiu a estrutura de classe I, a norma não integra na análise o efeito do gelo e apenas considera obrigatória a sua consideração para as classes posteriores, II e III. A estrutura será dimensionada segundo a norma, para uma classe II, tendo em conta uma velocidade correspondente a 27 m/s, segundo os ábacos propostos no capítulo 5 e considerando as características de análise enunciadas. Desta forma, estabeleceram-se as velocidades descritas no.

Quadro 4.5 - Correlação para Estrutura de classe II

	EC	TIA		
		Direcção A	Direcção B	Direcção C
Máximo	27m/s	48,38	46,25	45,39
Mínimo		51	49,11	48,45
Média		49,86	48	47,14

O redimensionamento para uma estrutura de classe II, não induz grandes alterações ao nível dos esforços, contribuindo para a não alteração dimensionamento, tendo por base apenas a combinação do peso próprio com o vento. Tendo por base a análise realizada segundo a classe II, pode-se concluir que também a classe III não é condicionante. Aquando da introdução da acção do gelo, o dimensionamento solucionado não é condicionado, assim sendo podemos concluir que para uma estrutura de classe I, II e III, a contribuição da acção do gelo não é condicionante no dimensionamento estrutural.

4.4. ESCADAS

As escadas representam um elemento essencial no projecto, dada a sua importância na quantificação da acção do vento sobre a estrutura, mas também pelos esforços a ela associados. Deste último ponto fazem parte, o peso das equipas de instalação e manutenção e dos alimentadores que normalmente fazem parte integrante da escada. Desta forma é essencial definir um conjunto de elementos que visam transmitir estes esforços à superestrutura. Neste sentido criaram-se barras auxiliares, designadas por barras secundárias das escadas, que carregadas em dois nós, permitem desenvolver o efeito pretendido e muitas vezes poderão funcionar como elemento resistente da estrutura, apesar de não ter sido considerado na definição do comprimento de encurvadura. A Figura 4.12 representa o dimensionamento das barras secundárias segundo o EN 1993-1-1, quando solicitada pelas cargas verticais e pela acção do vento, relativos aos modelos 1 e 2.

	Diametro Largura	Espessura	Ai
CAFP 150x10	0,15	0,01	0,002927
CAFP 150x10	0,15	0,01	0,002927
CAFP 150x10	0,15	0,01	0,002927
CAFP 150x10	0,15	0,01	0,002927
CAFP 90x6	0,09	0,006	0,001057
CAFP 80x5.5	0,08	0,0055	0,00086
CAFP 80x5.5	0,08	0,0055	0,00086
CAFP 70x6	0,07	0,006	0,000813
CAFP 60x8	0,06	0,008	0,000903
CAFP 60x5	0,06	0,005	0,000579
CAFP 100x10	0,1	0,01	0,001915
CAFP 50x5	0,05	0,005	0,00048
CAFP 45x4	0,045	0,004	0,000347
CAFP 35x4	0,035	0,004	0,000267
CAFP 35x4	0,035	0,004	0,000267
CAFP 30x4	0,03	0,004	0,000227
CAEP 30x3	0,03	0,003	0,000174

Figura 4.12 - Perfis para os elementos secundários das escadas segundo o modelo 1 e 2

		Diametro Largura	Espessura
A-1-1	CAEP 130x12	0,13	0,012
A-1-2	CAEP 130x12	0,13	0,012
A-1-3	CAFP 120x10	0,12	0,01
A-1-4	CAFP 110x12	0,11	0,012
A-1-5	CAFP 100x7	0,1	0,007
A-2-1	CAFP 90x6	0,09	0,006
A-2-2	CAFP 90x6	0,09	0,006
A-2-3	CAFP 75x5	0,075	0,005
A-2-4	CAFP 70x5	0,07	0,005
A-2-5	CAEP 60x6	0,06	0,006
A-2-6	CAFP 60x6	0,06	0,006
A-2-7	CAFP 45x4	0,045	0,004
A-2-8	CAFP 40x4	0,04	0,004
A-2-9	CAEP 30x3	0,03	0,003
A-3-1	CAFP 30x3	0,03	0,003
A-3-2	CAEP 30x3	0,03	0,003
A-3-3	CAEP 30x3	0,03	0,003

Figura 4.13 - Perfis para os elementos secundários das escadas segundo o modelo 2 - TIA-222-G

A Figura 4.3 apresenta o dimensionamento relativo aos elementos secundários obtido do ficheiro Excel desenvolvido para o dimensionamento de estruturas segundo a norma TIA-222-G. Os anexos A7 e A11 apresentam alguns dados relativos á quantificação das acções a aplicar em dois nós equidistantes ao centro do elemento secundário da escada, tal como é ilustrado na Figura 4.14.

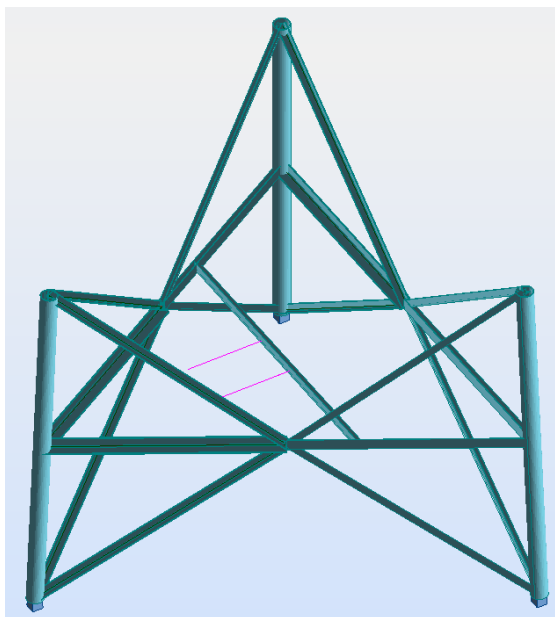


Figura 4.14 - Pormenor de aplicação dos esforços no elemento secundário

5

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE AS DUAS NORMAS

5.1. INTRODUÇÃO

Expostas as disposições regulamentares para cada uma das normas, apresentam-se algumas diferenças relevantes no dimensionamento e análise, de forma a compreender qual a norma que melhor se adequa a um dimensionamento económico e sustentável.

5.2. ÂMBITO

A importância de reter todo um conjunto de informação imprescindível num único documento representa uma das mais-valias da norma americana ANSI/TIA-222-G. De seguida, encontra-se representada na Figura 5.1, uma lista de conteúdos incorporados nas duas normas, conforme Smith[1].

Na análise de uma estrutura é importante adequar o seu dimensionamento às condições locais de implantação. Neste sentido, ambas as normas apresentam informações nacionais sobre as condições de vento, limitando informações pouco prováveis de utilização no referido local.

Âmbito	Eurocódigo	USA
Torre treliçada	X	x
Estrutura tubular	Parte separada	x
Mastros estaiados	x	x
Acção do vento	x	x
Acção do gelo	x	x
Sismos	Parte separada	x
Cabos	x	x
Fundações	Parte separada	x
Resistência	x	x
Manutenção	x	x

Figura 5.1 - Âmbito das normas (adaptado de [1])

5.3. DESCRIÇÃO DO VENTO

A acção do vento é avaliada com base na velocidade base do vento, derivada da análise estatística dos dados existentes na entidade meteorológica local, sendo que esta velocidade deriva da velocidade média do vento afectada por um factor de resposta, de forma a ter em conta o efeito da turbulência na estrutura. No que se refere à velocidade do vento, existem diferenças na definição intrínseca proposta pelas duas normas. Na norma europeia, a velocidade do vento é registada a uma altura de 10 metros acima do solo, com um valor médio ao longo de um período de 10 minutos, e a velocidade do vento base deve ser determinada por análise estatística, assumindo uma distribuição de probabilidade de valores extremos com base no máximo da média anual. Segundo a norma norte americana, a velocidade básica do vento é quantificada da mesma forma a uma altura de 10 metros, no entanto a duração de rajada é de 3 segundos e representa o pico de velocidade de vento em rajada. Os valores balizados para as diferentes regiões em solo norte-americano, têm por base leituras datadas desde 1960 a 1990. Desta feita, não é possível correlacionar directamente as duas normas no que diz respeito à velocidade base do vento. Assim sendo, realizou-se uma análise comparativa, tendo por base uma estrutura dimensionada de acordo com o capítulo 5.1, segundo o Eurocódigo, de forma a obter carregamentos devido à acção do vento, iguais em ambas as premissas, para a estrutura e para os seus pertences. Ambas as normas têm por base a utilização de valores de referência, cuja probabilidade anual de serem exercidos é de 0.02, o que equivale a um período de retorno de 50 anos. Com base nas tabelas é possível concluir que para uma velocidade base de 27 m/s definida pelo NP EN 1991-1-4[16], corresponde uma velocidade no intervalo mencionado nas respectivas tabelas.

A localização é um dos aspectos relevantes na quantificação da acção, desta forma e visto que a altitude tem o efeito diferenciador na acção, ambas as normas introduzem este efeito integrado nas especificações de velocidade do vento adequadas a cada local. O NP EN 1991-1-4[16] apresenta a velocidade base do vento, onde se encontra embutido este parâmetro. Da mesma forma a TIA-222-G[21], pelo facto do continente norte-americano não ser homogéneo, apresenta informações detalhadas relativas a cada estado do seu país, em que a velocidade é condicionada por esse parâmetro.

Na definição da acção do vento nas três direcções críticas de uma estrutura treliçada triangular, denota-se que na direcção A e B, segundo o NP EN 1993-3-1[17] a acção para painéis idênticos é igual, enquanto que na norma norte-americana[21] existe uma redução provocada por um coeficiente direcciona da acção do vento.

Quadro 5.1 - Velocidade da TIA para uma velocidade de 27 m/s do Eurocódigo, relativa à estrutura 2

Direcção A			Direcção B			Direcção C		
Altura	Condição	Vel.	Altura	Condição	Vel.	Altura	Condição	Vel.
5,846089	A-1-1	52,2	5,846089	B-1-1	49,6	5,846089	C-1-1	50,5
11,69218	A-1-2	53,5	11,69218	B-1-2	51	11,69218	C-1-2	51,5
17,53827	A-1-3	53,8	17,53827	B-1-3	51,4	17,53827	C-1-3	51,7
23,38436	A-1-4	54,3	23,38436	B-1-4	52	23,38436	C-1-4	51,7
29,23044	A-1-5	54,8	29,23044	B-1-5	52,6	29,23044	C-1-5	52,2
35,07653	A-2-1	54,5	35,07653	B-2-1	52,3	35,07653	C-2-1	51,8
40,92262	A-2-2	54,3	40,92262	B-2-2	52,2	40,92262	C-2-2	51,4

46,76871	A-2-3	54,2	46,76871	B-2-3	52,1	46,76871	C-2-3	50,8
52,6148	A-2-4	54,2	52,6148	B-2-4	52,3	52,6148	C-2-4	50,8
58,46089	A-2-5	54,2	58,46089	B-2-5	52,2	58,46089	C-2-5	50,8
64,30698	A-2-6	53,4	64,30698	B-2-6	51,7	64,30698	C-2-6	50,4
70,15307	A-2-7	53,4	70,15307	B-2-7	51,7	70,15307	C-2-7	49,6
75,99915	A-2-8	53,1	75,99915	B-2-8	51,3	75,99915	C-2-8	49,6
81,84524	A-2-9	52,8	81,84524	B-2-9	50,7	81,84524	C-2-9	49
87,69133	A-3-1	52	87,69133	B-3-1	50,5	87,69133	C-3-1	50,5
93,53742	A-3-2	52,7	93,53742	B-3-2	51,2	93,53742	C-3-2	49
99,38351	A-3-3	53,3	99,38351	B-3-3	51,5	99,38351	C-3-3	49,5
Min		52	Min		49,6	Min		49
Max		54,8	Max		52,6	Max		52,2
Med		53,57059	Med		51,54706	Med		50,63529

O Quadro 5.1 permite correlacionar as duas normas de forma a compreender a ordem de grandeza das velocidades, para permitir que a acção de ambas as premissas seja igual. Desenvolveu-se uma análise em dois modelos, neste caso o quadro é relativo ao modelo 2. No que diz respeito à direcção A, foi realizada uma análise segundo a qual se compreende a divergência das diversas velocidades em relação à acção que se pretende., tal como é apresentado no quadro e gráficos seguintes.

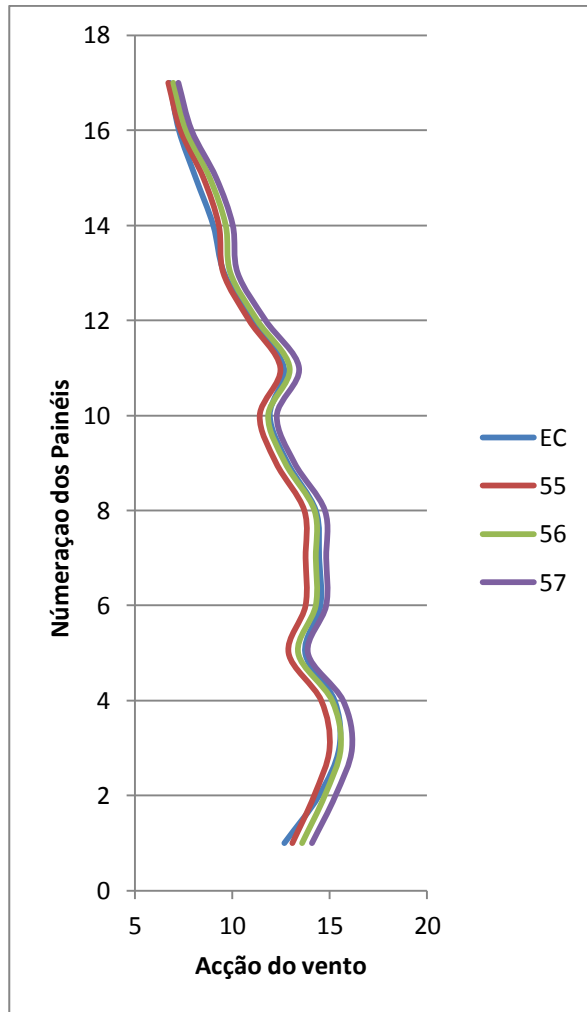


Figura 5.2 - Definição da acção para diferentes velocidades segundo TIA-222-G)

	55 m/s	56 m/s	57 m/s
A-1-1	-3,24	-7,173067	-11,1792
A-1-2	1,6976	-2,046902	-5,86141
A-1-3	3,1958	-0,491667	-4,24804
A-1-4	4,4924	0,854351	-2,85171
A-1-5	6,2109	2,638276	-1,0011
A-2-1	5,2513	1,642166	-2,03445
A-2-2	4,8108	1,184844	-2,50886
A-2-3	4,1056	0,452769	-3,2683
A-2-4	4,6156	0,982214	-2,71907
A-2-5	4,3163	0,671564	-3,04133
A-2-6	1,4595	-2,29411	-6,11786
A-2-7	1,0685	-2,700007	-6,53893
A-2-8	0,4308	-3,361939	-7,22561
A-2-9	-3,158	-7,087915	-11,0909
A-3-1	-4,858	-8,85269	-12,9216
A-3-2	-1,152	-5,004713	-8,92979
A-3-3	1,1033	-2,6639	-6,50147

Quadro 5.2 - Variação percentual da velocidade face ao NP EN 1991-1-4

De forma a validar os resultados obtidos no Quadro 5.1, realizou-se uma análise complementar integrando a estrutura complexa (Modelo 2), que se encontra representada no Quadro 5.3. As divergências dos resultados presentes são pouco significativas, permitindo validar a análise em causa.

Quadro 5.3 - Velocidade da TIA-222-G para uma velocidade de 27 m/s do NP EN 1991-1-4, relativa à estrutura complexa

Direcção A			Direcção B			Direcção C		
Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força
5,846089	A-1-1	51,8	5,846089	B-1-1	49,3	5,846089	C-1-1	49,7
11,69218	A-1-2	53	11,69218	B-1-2	50,5	11,69218	C-1-2	50,5
17,53827	A-1-3	53,4	17,53827	B-1-3	51	17,53827	C-1-3	50,7
23,38436	A-1-4	53,9	23,38436	B-1-4	51,5	23,38436	C-1-4	51,5
29,23044	A-1-5	54,3	29,23044	B-1-5	52	29,23044	C-1-5	51,5

35,07653	A-2-1	54,6	35,07653	B-2-1	52,9	35,07653	C-2-1	51,2
40,92262	A-2-2	54,6	40,92262	B-2-2	52,7	40,92262	C-2-2	50,8
46,76871	A-2-3	54,6	46,76871	B-2-3	52,9	46,76871	C-2-3	50,8
52,6148	A-2-4	54,6	52,6148	B-2-4	52,9	52,6148	C-2-4	50,8
58,46089	A-2-5	54,6	58,46089	B-2-5	52,9	58,46089	C-2-5	50,9
64,30698	A-2-6	53,7	64,30698	B-2-6	51,8	64,30698	C-2-6	50,3
70,15307	A-2-7	53,7	70,15307	B-2-7	52	70,15307	C-2-7	49,6
75,99915	A-2-8	53,6	75,99915	B-2-8	52,1	75,99915	C-2-8	49,4
81,84524	A-2-9	52,6	81,84524	B-2-9	51,3	81,84524	C-2-9	48,7
87,69133	A-3-1	52	87,69133	B-3-1	51	87,69133	C-3-1	50,,5
93,53742	A-3-2	52,8	93,53742	B-3-2	51,2	93,53742	C-3-2	49
99,38351	A-3-3	53,3	99,38351	B-3-3	51,5	99,38351	C-3-3	49,5
	Min	51,8		Min	49,3		Min	48,7
	Max	54,6		Max	52,9		Max	51,5
	Med	53,59412		Med	51,73529		Med	50,30625

De salientar que as pressões dinâmicas do vento, descritas na NP EN 1991-1-4 têm em conta coeficientes adicionais, cuja norma norte-americana não considera.

Face à dificuldade em relacionar pressupostos de velocidades distintas entre as duas normas, devido à sua definição diferenciada, desenvolveu-se um ábaco que correlaciona as velocidades da norma americana com as velocidades da norma europeia, ou seja, permite relacionar velocidades médias, com um período de 10 minutos, com uma velocidade de rajada, com um período de 3 segundos.

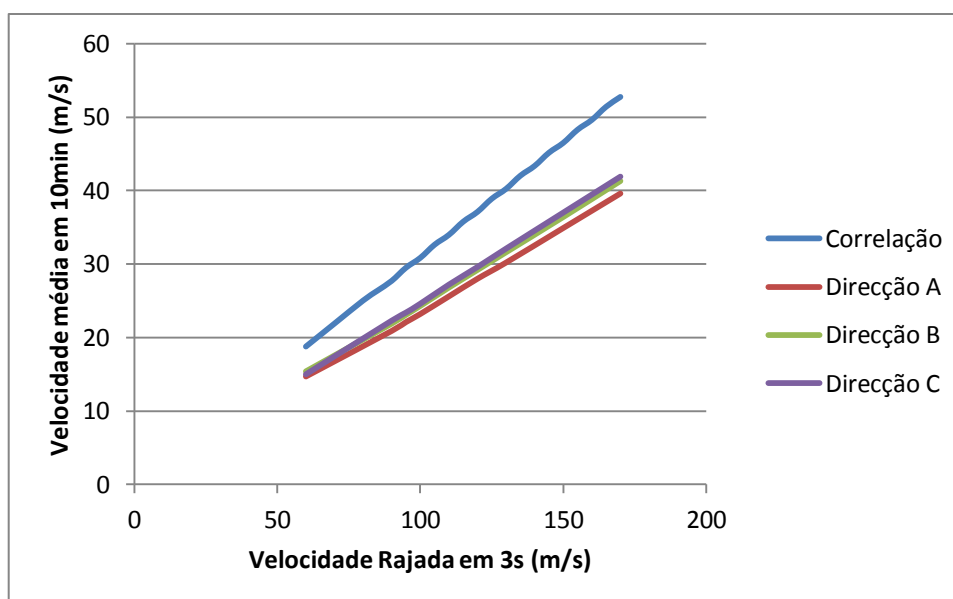


Figura 5.3 - Correlação entre a Velocidade Rajada 3s e a Velocidade média 10 min

Na norma TIA e Smith[1] apresenta-se uma correlação entre a velocidade de rajada de 3 s e a velocidade média aos 10 min. Com base neste pressuposto estabeleceu-se uma análise comparativa entre as duas normas, sendo que o quadro apresenta os resultados provenientes dessa mesma análise.

Quadro 5.4 - Correlação entre a velocidade de rajada 3 s e a velocidade média a 10 min (Velocidade máxima)

Velocidades				
TIA		Eurocódigo		
mph	m/s	Direcção A (m/s)	Direcção B (m/s)	Direcção C (m/s)
60	26,82	14,7	15,4	15
90	40,23	20,9	21,9	22,3
95	42,465	22,1	23,1	23,4
100	44,7	23,2	24,3	24,6
110	49,17	25,6	26,8	27,2
120	53,64	28	29,2	29,6
130	58,11	30,2	31,6	32,1
150	67,05	34,9	36,4	37
170	75,99	39,6	41,3	41,9

De salientar o emprego de valores máximos na análise do Quadro 5.4, uma vez que constituem o elemento mais condicionante ao dimensionamento. Outros valores poderão ser tidos em conta com base nos quadros do anexo. A análise apresenta divergências face aos valores apresentados pela norma, na ordem dos 24.5%, 21% e 22%, respectivamente, para a direcção A, B e C. A análise em causa encontra limitações relativas á definição da classe estrutural da norma TIA, como tal, os abacos seguintes visam solucionar esta questão, para as várias direcções do vento. Relativamente à análise preferida no Quadro 5.1, não existe uma correspondência de valores máximos mas sim de valores mínimos face aos ábacos apresentados. O Quadro 5.5, permite a verificação dessa constatação, nesse sentido aquando da utilização dos ábacos será tido em conta este facto.

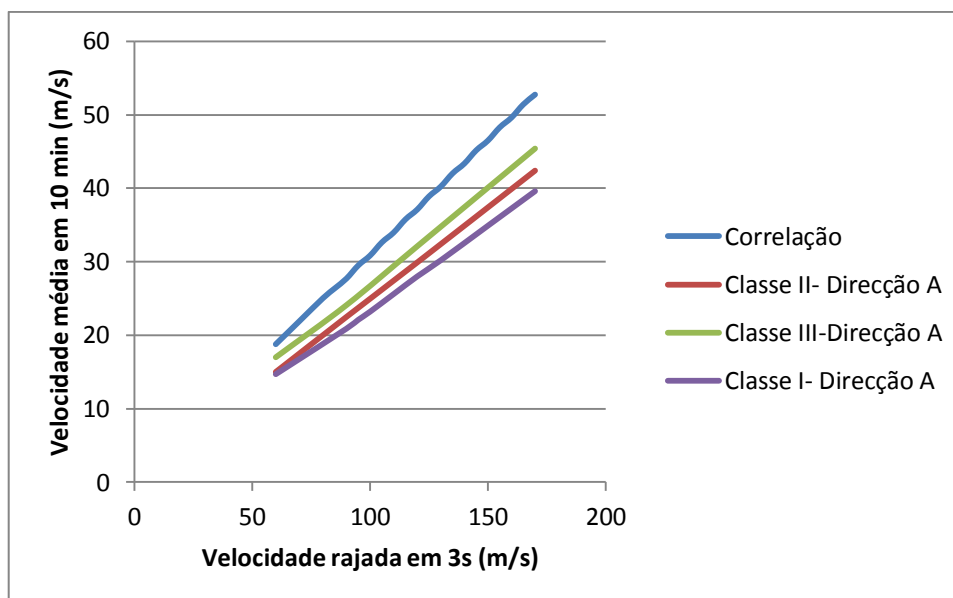


Figura 5.4 - Correlação entre a velocidade rajada 3s e a velocidade média 10 min para a direcção A

A velocidade de rajada em 3 segundos, para uma velocidade média aos 10 minutos contante decresce com o aumento da classe. Uma vez que aos se majorar a acção do vento segundo a norma americana, mantendo constante as condições para a norma europeia, a velocidade necessária para igualar as acções será menor.

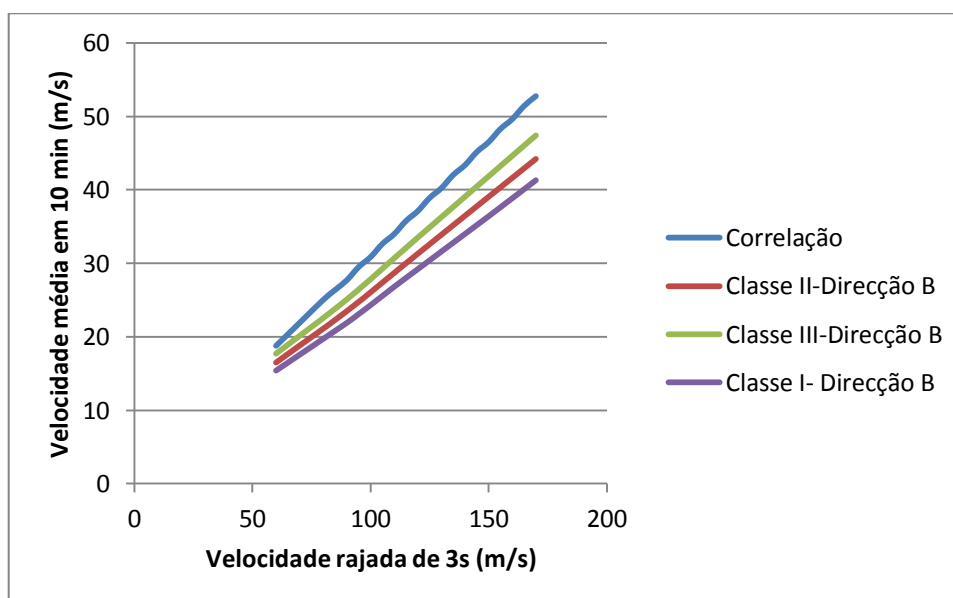


Figura 5.5 - Correlação entre a velocidade rajada 3s e a Velocidade média 10 min para a direcção B

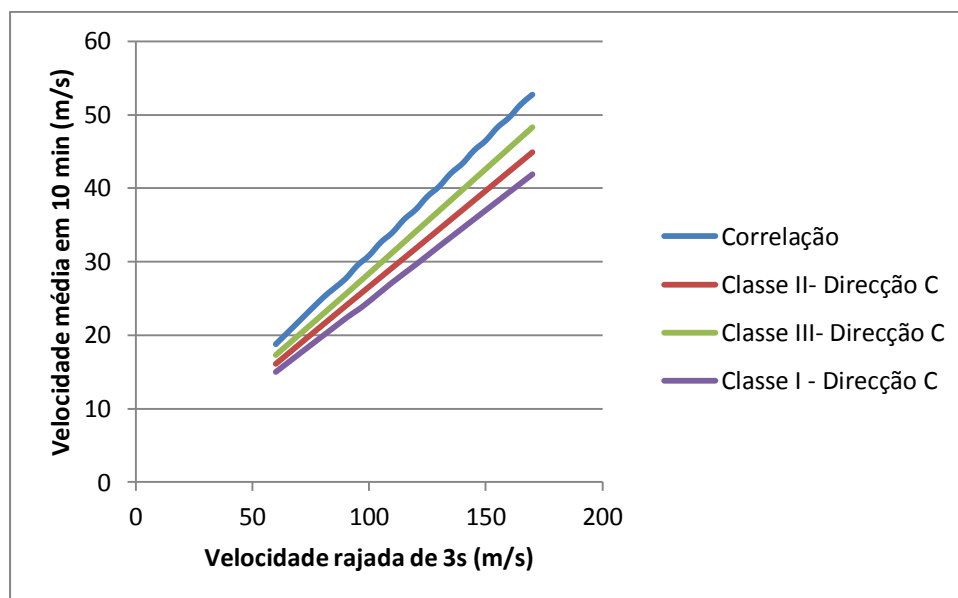


Figura 5.6 - Correlação entre a velocidade Rajada 3s e a Velocidade média 10 min para a direcção C

Quadro 5.5 - Correspondência dos valores do Quadro 5.1 com os ábacos

Média	Correlação	Max	Correlação	Mínimo	Correlação
53,6	53,5	54,8	51,77	52	54,8
51,5	51,46	52,6	49,54	49,6	52,47
50,6	50,58	52,2	48,82	49	52,08

No anexo A2 poderão ser consultados outros ábacos relativos aos valores mínimos da análise em causa, sendo de pouco interesse face aos objectivos traçados para um dimensionamento, onde se procura a solicitação mais gravosa.

5.4. RUGOSIDADE

A velocidade do vento é influenciada pela rugosidade do terreno em que se pretende implantar a estrutura. Deste modo, o Eurocodigo permite uma adequada definição deste parâmetro, apresentando cinco categorias de terreno distintas, enquanto a norma norte-americana restringe a três classes. A componente turbulenta da velocidade do vento depende da altura e da categoria de terreno, com vista à determinação do factor de intensidade de turbulência. Este parâmetro é influenciado pela envolvente do local em estudo, uma vez que a sua configuração, provoca perturbações no livre escoamento do ar[42]. No entanto, através de uma análise à evolução de ambas as prescrições, não é possível obter uma correlação intrínseca entre as demais classificações.

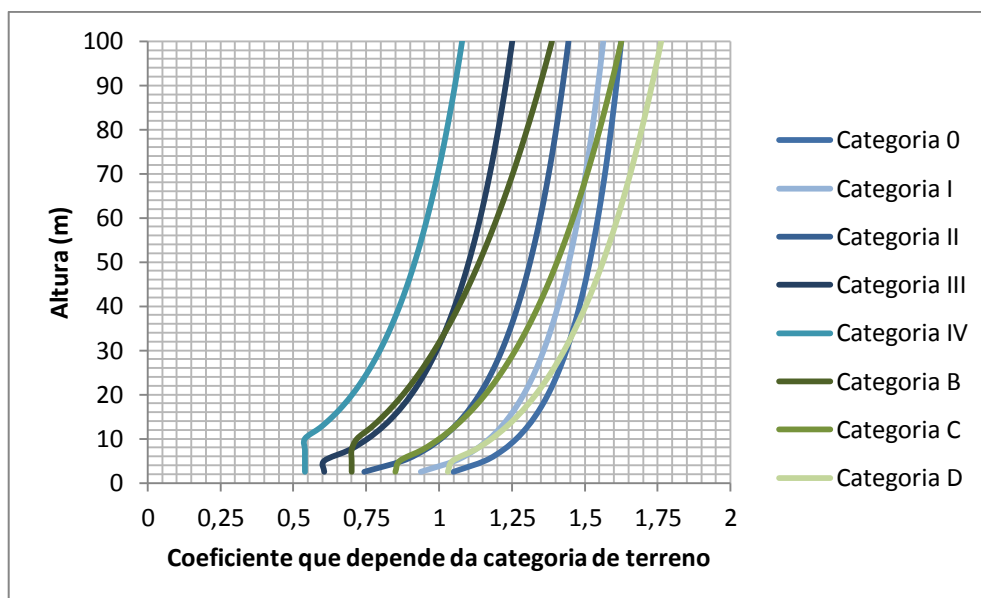


Figura 5.7 - Categorias de terreno

Por outro lado, à categoria de terreno II, segundo a NP EN 1991-1-4, é possível ajustar um perfil do tipo potência - função linear de $(\frac{z}{10})^\alpha$ com expoente igual a 0.16. Segundo a mesma ideologia, é possível associar a mesma função a uma categoria C da TIA, mas com um expoente igual a 0.21. Tem particular interesse esta comparação uma vez que em termos gerais, estão associadas ao mesmo tipo de terreno envolvente, na qual se constata que a norma norte americana se ostenta mais conservativa.

5.5. FORÇA DO VENTO

As equações e o método para a determinação da acção do vento encontram-se exposta na Figura 5.8, na qual é possível constatar que as duas normas apresentam métodos e parâmetros diferentes para o cálculo da acção do vento.

Eurocódigo	TIA
$F_w = c_s c_d \times c_f \times q_p(z) \times A_{ref}$	$F_{ST} = q_z \times G_h \times (EPA)_S$
$q_p = q_b \times c_e(z)$	$q_z = 0,613 \times K_z \times K_{zt} \times K_d \times V^2 \times I$

Figura 5.8 - Acção do vento segundo as duas normas

A acção do vento que actua na estrutura está relacionada com a área projectada sobre um plano normal à direcção do vento, tornando-se dependente da forma da mesma. No que se refere às duas normas, o coeficiente de força ou o coeficiente de arrasto depende das características dos membros, como da forma, do tamanho, da orientação do vento e do índice de cheios. Este parâmetro poderá ser aplicado a torres triangulares ou quadradas, tendo em conta o índice de cheios e a forma dos membros, incluindo membros de secção circular e plana. Na análise realizada, apenas se consideram perfis de secção independente, dado que o Eurocódigo permite uma relação conjunta de perfis. No entanto para uma análise ao nível do índice de cheios, a condição é dificultada.

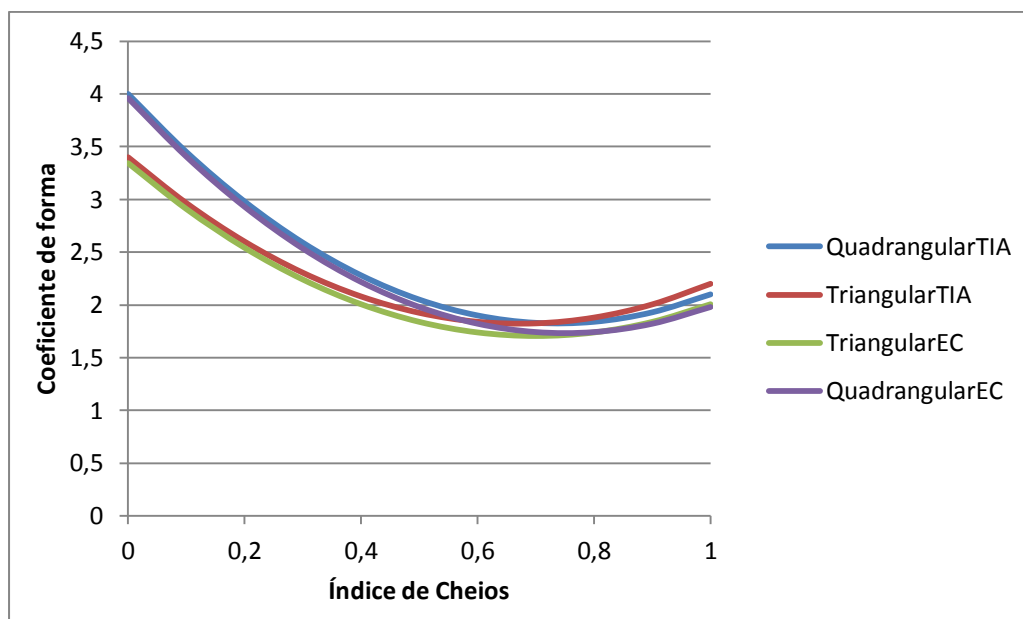


Figura 5.9 - Coeficiente de forma de perfis planos (cantoneiras)

A Figura 5.9 representa a comparação entre o factor de forma de torres treliçadas de secção triangular e quadrada segundo a norma norte-americana (TIA-222-G) e europeia (NP EN 1991-1-4), na qual se verifica uma concordância entre as duas premissas.

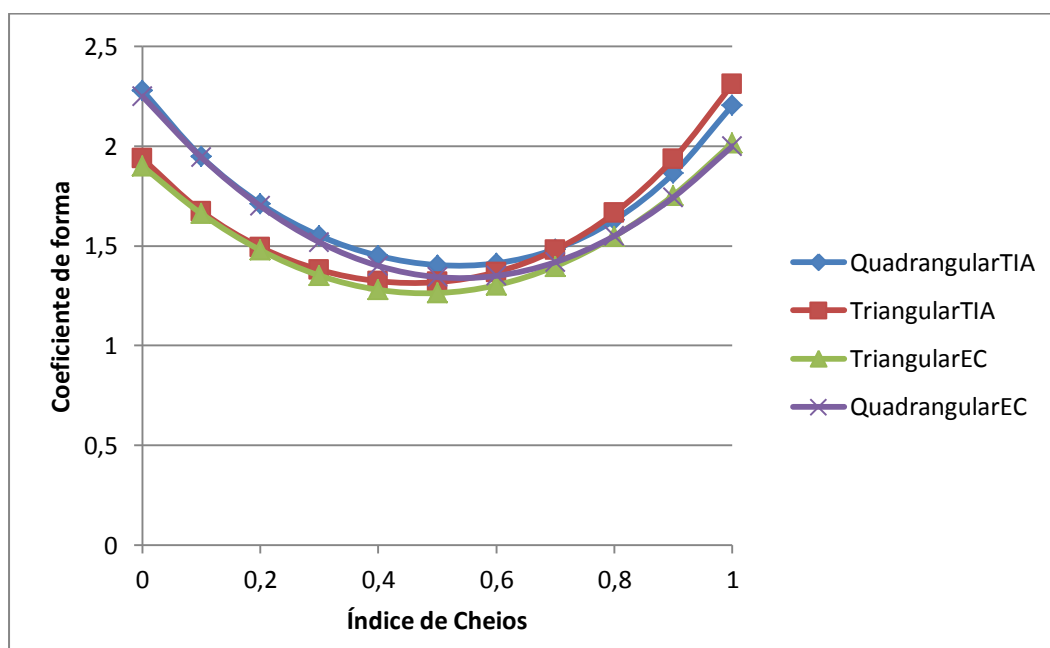


Figura 5.10 - Coeficiente de forma de elementos circulares num regime subcrítico

Os coeficientes de força aplicados a torres treliças de elementos circulares num regime de escoamento subcrítico, encontram-se representados na Figura 5.10. Apesar de haver uma concordância entre as duas normas em índice de cheios reduzidos, para valores próximos da unidade, a norma americana apresenta valores mais conservativos. Segundo um regime de escoamento supercrítico, a norma americana é mais conservativa para secções triangulares, constatando-se o inverso para secções quadrangulares. As duas normas apresentam uma redução para membros circulares em regime

supercrítico, para certas condições. É de salientar, que para torres triangulares o factor de incidência previsto nas duas normas é diferente, dado que o consideram igual a 0,85 e a 0,9, respectivamente a norma americana e a norma europeia, para membros planos. Contudo, para estruturas de membros redondos, ambas as normas apresentam um valor unitário.

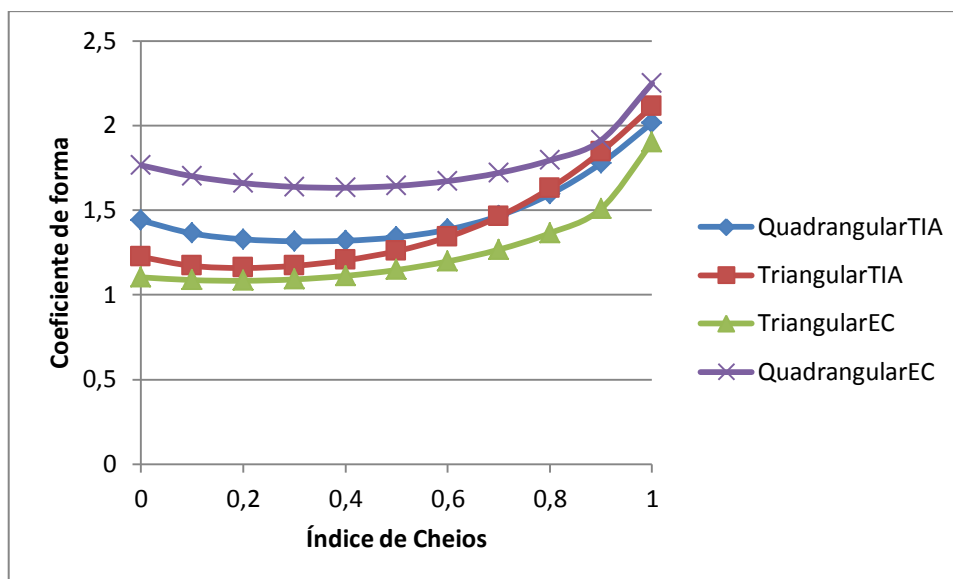


Figura 5.11 - Coeficiente de forma de elementos circulares num regime supercríticos

Contrariamente a outras normas, o EC apresenta uma metodologia distinta na análise do coeficiente de força de elementos estruturais e não estruturais, como no caso de escadas, cabos, plataformas e antenas. Este aspecto apresenta grandes dificuldades na sua determinação, dado que os elementos podem apresentar diversas posições, diversas formas, fazendo parte destas as escadas, alimentadores e antenas. Em ambas as normas, os elementos auxiliares são tratados como elementos estruturais e a sua resistência é avaliada separadamente e adicionada à estrutura, para uma possível análise. Esta análise tem em conta um efeito de protecção por parte da estrutura, para elementos situados no interior da estrutura ou montados perto da face da mesma.

5.6. ACÇÃO DO GELO

Os requisitos normativos relativos à definição da acção do gelo são clarificados de formas distintas, dado que a norma americana considera uma variação da espessura em altura, definida pelo factor, K_{iz} , enquanto que a norma europeia permite a admissão de uma espessura constante a todos os elementos. Por outro lado, apesar da recomendação da norma 1993-3-1, a especificação ISO 12494[27] recomenda ter em consideração um factor de forma a provocar uma variação da consideração do gelo em altura, representado na Figura 5.12.

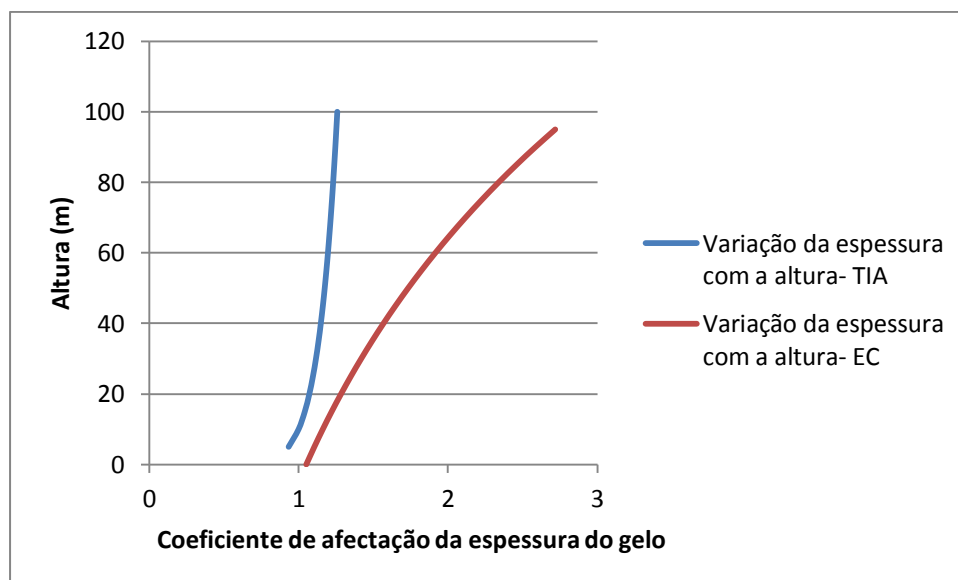


Figura 5.12 - Coeficiente de afectação da espessura do gelo em altura

5.7. EFEITOS DINÂMICOS

A EN 1991-1-4 apresenta um procedimento simplificativo para a consideração dos efeitos dinâmicos em estruturas reticuladas, através de uma análise quase-estática. Esta análise tem em conta o factor de resposta de rajada, que é posteriormente parte integrante na definição da acção do vento sobre a estrutura, uma vez que amplifica o efeito da pressão de pico, permitindo um dimensionamento com acções estáticas na estrutura. É importante salientar que as frequências em torres reticuladas encontram-se bem separadas, fazendo com que a resposta seja governada pelo primeiro modo de vibração. Este conceito, encontra-se na base da definição da análise quase-estática, uma vez que se tem em conta factores de resposta de rajada apropriados.

5.8. CLASSES DE FIABILIDADE

Ambas as normas são analisadas para um estado limite tendo em conta factores de segurança parciais e combinações de carga, que se adequam aos critérios de projecto em causa. A revisão G apresenta três classes de fiabilidade, de acordo com o recomendado no ano de 1981 pela IASS Recommendations[43], considera diversas combinações para as várias cargas, tais como, o peso próprio, a carga do vento e do gelo. A TIA-222-G[21] apresenta ainda incluídas nas cargas, as cargas devidas à temperatura e considera factores parciais para cargas sísmicas, uma vez que estas duas normas consideram especificações para a análise sísmica deste tipo de estruturas. A norma 1998-6[44] é uma das normas referenciadas na análise sísmica deste tipo de estruturas.

O NP EN 1991-1-4[16] apresenta três classes de fiabilidade, tendo em conta diferentes factores parciais de segurança, que poderão ser aplicados a acções permanentes e a acções variáveis (Figura 5.13). Ambos os códigos definem a acção do peso na combinação com efeito favorável, enquanto as restantes cargas são afectadas com um factor redutor. A Figura 5.14 apresenta a comparação entre os factores parciais de segurança sobre o peso próprio, para um efeito desfavorável, que é mais baixo para o eurocódigo em função da classe de fiabilidade.

Classe de Fiabilidade	
3	Torres e mastros localizados em zonas urbanas ou onde a seu colapso pode causar consequências e perdas para a vida humana
2	Todas as torres de mastros que não são abrangidos pela classe 1 ou 3.
1	Torres e mastros construídos em locais rurais, em que a seu colapso não causa problemas no seio envolvente.

Figura 5.13 - Classes de Fiabilidade (adaptado de [17])

Combinação de acções		Peso Próprio + Vento						Peso Próprio + Vento + Gelo								
Classe de confiança	Elevada		Normal		Baixa		Elevada			Normal			Baixa			
Factor Parcial	DL	WL	DL	WL	DL	WL	DL	WL	IL	DL	WL	IL	DL	WL	IL	
USA (Ver. G)	1,2	1,84	1,2	1,6	1,2	1,4	1,2	1	1,2	1,2	1	1	1,2	1	-	
Eurocódigo	1,2	1,6	1,1	1,4	1	1,2	1,2	1,6	1,6	1,1	1,4	1,4	1	1,2	1,2	

Figura 5.14 - Factores parciais de segurança recomendados pelas normas (adaptado de [1])

O estado limite de serviço é condicionado pelo sistema de antenas colocado na estrutura, uma vez que está condicionado pela redução inaceitável do serviço de fornecimento das antenas, provocado pela perda do alinhamento, devido à torção e inclinação da deformação gerada pelas acções actantes. As condições meteorológicas influenciam a cobertura do sinal, no entanto, segundo Smith[1], o conceito de estado de serviço aceitável, muitas vezes não é condicionado apenas pelas condições estruturais, mas pela combinação destas com a sensibilidade do equipamento electrónico existente na torre. Existem normas que limitam as condições de serviço através de uma curva que mostra a duração anual, em horas por ano, que o limite de serviço é excedido, onde normalmente é o cliente a fornecer este conceito. O EN 1993-3-1 não apresenta qualquer especificação neste sentido, apenas estabelece orientações que devem ser consideradas para a análise em causa. Pelo contrário, a norma americana, sendo mais direccionada para torres de telecomunicações, estabelece critérios de deflexão admissível que foram apresentados anteriormente.

5.9. TOPOGRAFIA DO TERRENO

A orografia do terreno tem uma importância enorme ao nível da quantificação da acção do vento, uma vez que estas estruturas normalmente se encontram instaladas em cumes de montanhas ou níveis elevados.[45, 46]

As variações bruscas no terreno, como falésias, escarpas ou colinas devem ser tidas em conta, uma vez que condicionam o factor topográfico, inerente a cada código. A comparação entre as duas normas foi feita para uma altura da falésia de 100 m, com uma inclinação de 0,2, estando a estrutura localizada a 100m da crista. Os valores representados pela norma americana não têm em conta a distância entre a

torre e a crista, uma vez que apenas faz distinção nestas condições topográficas, em casos onde a torre se localiza na extensão do recurso topográfico. Esta comparação teve como simplificação a não consideração das diferentes definições de velocidade inerentes a cada norma. Conclui-se que os códigos fornecem uma boa concordância no cume de um monte, mas com poucas diferenças para barlavento. Pelo contrário para alturas superiores a 100m a norma europeia apresentasse mais oneroso para níveis baixos e menos oneroso para níveis superiores. O NP EN 1991-1-4[16] apresenta uma metodologia de análise relativa à orografia, que tem um forte efeito na velocidade do vento, dado que influencia o escoamento, acelerando o vento junto ao solo.

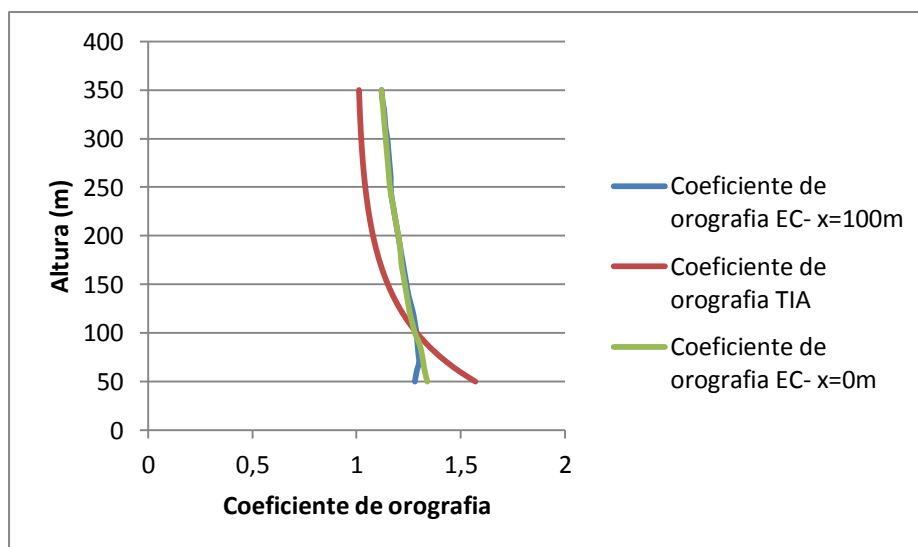


Figura 5.15 - Coeficiente orográfico para ambas as normas

5.10. RESISTÊNCIA

A resistência dos membros à compressão é condicionada pela esbelteza efectiva, e ambas as normas apresentam especificações que a permitem determinar em função da configuração do contraventamento, o comprimento apropriado do membro e o raio de giração. O grau de restrição estabelecida pelos outros membros, tem especial afectação na consideração da esbelteza efectiva. As normas apresentam diferenças significativas na abordagem. A norma europeia determina uma esbelteza adimensional, enquanto que a outra norma[21] determina uma esbelteza efectiva multiplicada por um factor de redução de rigidez das ligações. A resistência do elemento depende do factor de segurança, da tensão de cedência, da área transversal e do factor de redução de esbelteza.

A resistência de um membro à compressão depende das excentricidades das ligações e da retenção proporcionada por outros elementos nas extremidades e na extensão do elemento em causa. Sendo que ambas as premissas definem em curvas de encurvadura, das quais é possível determinar a esbelteza de um dado elemento, normalmente estas curvas apresentam a esbelteza adimensional tendo em conta a imperfeição geométrica inicial. Uma vez que as ligações são desenvolvidas em função das forças actuantes, estas por sua vez conferem um dado comportamento na estrutura, influenciando as curvas de encurvadura. Para um coeficiente de esbelteza baixo, a ruptura ocorre pela resistência da secção,

enquanto que para coeficientes de esbelteza elevados depende da excentricidade introduzida nas ligações.[1]

É necessário considerar a influência da encurvadura local na resistência global da encurvadura de elementos angulosos. Para os montantes sujeitos à compressão axial, a capacidade de carga pode ser obtida a partir da curva de encurvadura, tendo em conta a esbelteza com base no comprimento do elemento e do raio mínimo de giração, para os dois planos normais ao elemento.

O efeito da excentricidade das cargas transmitidas pelo contraventamento para as pernas, deve ser considerada. Como tal, é importante o detalhe da ligação para evitar qualquer excentricidade possível. As ligações entre membros contraventados à compressão, costumam produzir excentricidades e restrições, as quais afectam a capacidade de carga dos membros. A rigidez depende da elasticidade dos elementos que formam as ligações e da geometria da estrutura. O aumento da rigidez dos elementos que compõem a ligação diminui a influência das excentricidades sobre o comportamento de encurvadura dos elementos de contraventamento, por aumentar a resistência. Em membros de montantes circulares as imperfeições e as excentricidades das ligações são reduzidas.

6 LIGAÇÕES

6.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta os procedimentos essenciais ao dimensionamento das ligações estruturais existentes no modelo 2. Tendo em conta os esforços a ele associado e as condicionantes gerais de dimensionamento. O seu dimensionamento teve por base especificações da norma europeia, sendo que em alguns pontos estabeleceu-se um termo de comparação em relação à norma americana.

6.2. LIGAÇÕES

O elevado número de ligações, resultante do elevado número de barras, obriga a uma procura de soluções simples, como é o caso das ligações mono aparafusadas e bi- aparafusadas. Assim se justifica a elevada utilização de barras com secção em cantoneira, em torres de estruturas treliçadas, uma vez que este tipo de secção permite o emprego deste tipo de ligações.

Na fronteira montante/diagonais ou montante/travessa, poderão ser empregues vários tipos de ligações, no entanto serão apresentados dois exemplos usuais a serem empregues em soluções estruturais distintas. O primeiro exemplo remete-se para o projecto em análise onde se pretende realizar a ligação entre um perfil tubular e uma cantoneira. Esta é executada com recurso a uma placa *gusset* e através de uma ligação aparafusada (Figura 6.1). De salientar que o recurso a uma placa *gusset* é um tipo de ligação económica e de simples montagem, que permite transferir esforços às extremidades às quais são soldadas.

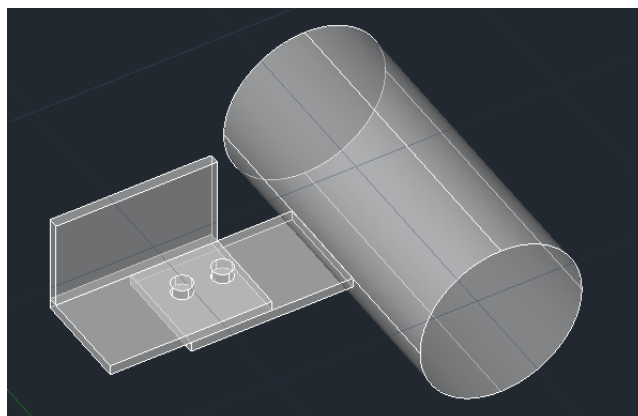


Figura 6.1 - Ligação perfil tubular/cantoneira

No caso da solução estrutural, apresentar diagonais e travessas em perfil tubular, uma junção possível é a apresentada na Figura 6.2. A ligação também ela é aparafusada, no entanto é encastrado um elemento placa na secção tubular de forma a permitir a execução da ligação. Apesar de não ser uma ligação corrente, trata-se de uma solução prática a ser empregue neste tipo de estruturas.

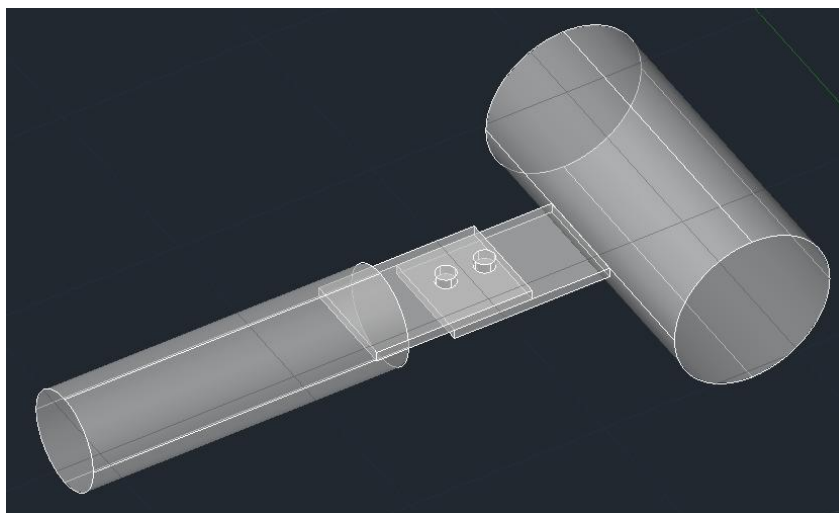


Figura 6.2 - Ligação entre perfis tubulares

Segundo Elsa de Sá Caetano[47], Calculo de ligações, as ligações que unem as diagonais às travessas, e as diagonais aos montantes, devem ser dimensionadas de acordo com os seguintes passos:

- Dimensionamento de ligações aparafusadas das cantoneiras que formam as diagonais a uma chapa, considerando a capacidade resistente em compressão;
- Fixação da espessura e dimensões da chapa de ligação;
- Dimensionamento dos cordões de soldadura da ligação da chapa aos montantes.

O processo lógico e funcional para a definição das características de uma ligação, é fundamentado em esforços de cálculo, provenientes do modelo de projecto. Ao invés, desenvolve-se um conjunto de famílias de ligações que em função do esforço resistente poderão ser ou não aplicadas no nó de ligação em análise.

O método mais utilizado para ligações entre perfis tubulares CHS é a soldadura, no entanto por razões de economia e facilidade de impregnação, as ligações aparafusadas com recurso a chapas de banzo ou flanges, constituem uma excelente solução. É de referir que a facilidade de montagem e desmontagem em obra, a inexistência de defeitos e o baixo custo, estabelecem as principais vantagens das ligações aparafusadas face a soluções onerosas de soldadura. Segundo Luís Simões[40], apesar da ligação ser realizada com recuso a dispositivos intermédios, a ligação aparafusada é verificada de acordo



Figura 6.3 - Pormenor de ligação

com o capítulo 3 da NP EN 1993-1-8[29].

O capítulo 4 da norma NP EN 1993-1-8[29] apresenta um conjunto de regras e prescrições para ligações de estruturas compostas por perfis circulares, quadrados e rectangulares ocos, no entanto não existe qualquer tipo de referência para a ligação adoptada no presente trabalho.

6.2.1. DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES APARAFUSADAS SEGUNDO EUROCÓDIGO (NP EN 1993-1-8)

A norma apresenta coeficientes de segurança parciais para juntas, que deverão entrar em linha de conta no dimensionamento das mesmas, iguais a 1.25. Deve-se ter presente as considerações de projectos assumidas anteriormente, como a rigidez da ligação assumida não corresponder ao real estudo em causa. Todos os elementos adjacentes na junta definem a rigidez e resistência da mesma. As ligações definidas em projecto, distinguem-se em dois grupos, ligações aparafusadas e ligações soldadas.

As ligações aparafusadas são ligações simples, de rápida execução, que dependem da resistência do principal elemento de ligação, o parafuso. Existem várias classes, que definem valores nominais para a tensão de cedência, f_{yb} , e a tensão de rotura à tracção, f_{ub} , tal como é apresentado no Quadro 6.1. Uma vez que as ligações estarão sujeitas a forças e momentos estáticos, poderá ser atribuído ao parafuso qualquer classe mencionada no Quadro 6.1.



Figura 6.4 - Pormenor de ligação aparafusada

Quadro 6.1 - Valores nominais para a tensão de cedência e rotura de parafusos

Classes do parafuso	4,6	4,8	5,6	5,8	6,8	8,8	10,9
f_{yb}	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub}	400	400	500	500	600	800	1000

Segundo Luís Simões[40], o dimensionamento de ligações aparafusadas tem por base processos e métodos empíricos, resultado de ensaios e práticas de boa execução. Em função das características das ligações, os parafusos estarão sujeitos aos seguintes modos de rotura: corte no parafuso; e esmagamento da chapa de ligação ou do perfil, que por sua vez dependem da resistência dos seus elementos e das dimensões da ligação e dos materiais.

Existe um conjunto de especificações relativas a disposições geométricas, que dependem do diâmetro do parafuso pretendido, tal como é apresentado no Quadro 6.2. Estes valores são resultado da garantia de um bom comportamento da ligação, tendo em conta fenómenos de instabilidade local das placas.

Nas ligações aparafusadas, os parafusos, porcas e anilhas são reguladas pelas normas DIN 7990, DIN 555 e DIN 7989 respectivamente. O diâmetro da cabeça dos parafusos sextavados é cerca de 1.7 a 2 vezes o diâmetro do parafuso e a espessura cerca de 0.7 o diâmetro do mesmo.

Quadro 6.2 - Disposições geométricas param ligações aparafusadas

Parafusos	P1	e1	e2	Diâmetro do orifício	A (m ²)
M12	40	30	25	13	0,000084
M16	55	40	30	18	0,000157
M20	70	50	40	22	0,000245
M24	80	60	50	26	0,000353
M27	90	70	55	30	0,000456
M30	100	75	60	33	0,000561
M36	120	90	70	39	0,000817

Segundo Elsa de Sá Caetano[47], a escolha do diâmetro nominal, d, poderá ser determinada em função do intervalo definido na equação (6.1).

$$d \in \left[\sqrt{40 \times \left(\frac{t}{1 + 0.3} - 1 \right)}; \sqrt{40 \times \left(\frac{t}{1 - 0.3} - 1 \right)} \right] \quad (6.1)$$

6.2.1.1 Resistência ao esforço transversal dos parafusos

A resistência ao esforço transversal de parafusos, é dada por:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \quad (6.2)$$

Em que,

A_s – Área da secção resistente do parafuso;

$\alpha_v = 0.6$, para as classes 4,6; 5,6 e 8,8;

$\alpha_v = 0.5$, para as classes 4,8; 5,8; 6,8 e 10,9;

f_{ub} – Tensão de rotura à tracção do parafuso.

6.2.1.2 Resistência ao esmagamento da chapa

O valor de cálculo da resistência de uma peça de ligação ao esmagamento da chapa, é dado por:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} \quad (6.3)$$

Em que:

$$\alpha_b = \min \left[\frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] \quad (6.4)$$

$$k_1 = \min \left[\frac{2.8 \times e_2}{d_0}; \frac{1.4 \times p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right] \quad (6.5)$$

Tratando-se de uma ligação por sobreposição simples, com apenas uma linha de parafusos, é recomendada a colocação de anilhas sob a cabeça e sob a porca, sendo que o valor de cálculo da resistência ao esmagamento é limitado a:

$$F_{b,Rd} \leq \frac{1.5 \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} \quad (6.6)$$

Uma cantoneira ligada através de uma aba a outros elementos, oferece uma excentricidade ao nível da ligação, dada pela sua assimetria. Tendo presente este conceito, a norma define para ligações de uma fiada de parafusos, uma secção útil, segundo a qual será determinada a resistência ao corte da mesma.

$$\text{Um Parafuso: } N_{u,Rd} = \frac{2 \times (e_2 - 0.5 \times d_0) \times t \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.7)$$

$$\text{Dois Parafusos: } N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.8)$$

$$\text{Três Parafusos: } N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.9)$$

Em que,

A_{net} – Área da secção útil da cantoneira;

β_2 e β_3 – Coeficientes de redução, função da distância p_1 , tal como é expressa na Figura 6.5;

Distância P_1	$\leq 2,5 \times d_0$	$\geq 5 \times d_0$
Dois Parafusos - β_2	0,4	0,7
Três Parafusos - β_3	0,5	0,7

Figura 6.5 - Coeficientes de redução

No que diz respeito à definição da capacidade resistente dos elementos adjacentes à ligação, é necessário que se garanta a condição:

$$N_{Rd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd}) \geq N_{Sd} \quad (6.10)$$

Em que,

$N_{pl,rd}$ – Resistência ao corte na secção bruta;

$N_{u,rd}$ – Resistência ao corte na secção útil.

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{Mo}} \quad (6.11)$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.12)$$

Onde,

$$\gamma_{Mo} = 1$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

O comportamento dúctil da ligação é garantido quando a resistência ao corte na secção bruta é inferior à resistência ao corte na secção útil. No que se refere às chapas e aos perfis, em função do tipo de aço, existem valores de referência para os valores nominais de limite elástico e de resistência à ruptura por tração (Quadro 6.3).

Quadro 6.3 - Valores nominais de tensão de cedência e ruptura para chapas e perfis

	f_y	f_u
Fe360	235	360
Fe430	275	430
Fe510	355	510

A espessura nominal em perfis tubulares não deverá ser inferior a 2.5 mm nem superior a 25 mm. Por outro lado não existe nenhuma especificação especial para o tipo de ligação em causa, sendo dimensionada de acordo com os critérios gerais de dimensionamento de ligações aparafusadas.

6.2.2. DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES SOLDADAS SEGUNDO O EUROCÓDIGO (NP EN 1993-1-8)

As ligações soldadas são identificadas no mercado, por ligações onerosas, pelo simples facto de ser necessário mão-de-obra especializada para a sua execução. Trata-se de uma secção com um grau de sensibilidade elevado, uma vez que a sua funcionalidade depende da qualidade de execução com que é

realizada. Com vista a garantir a segurança ao nível da ligação, a norma recomenda que esta seja executada com espessura de material igual ou superior a 4 mm.

Segundo Luís Simões[40], um dos grandes problemas deste tipo de ligações reside na falta de ductilidade do material de adição, apesar de ser executado em condições favoráveis, como no caso das oficinas, empregando na maior parte das vezes uma soldadura por arco.

Existe um conjunto elevado de soluções por soldadura, no entanto em função dos dois tipos de ligações presentes, optou-se por uma soldadura de ângulo, com cordões frontais, que quanto à posição, poderão ser verticais ou horizontais, dependendo da ligação seleccionada.

O comprimento efectivo do cordão de ângulo, deverá ser igual ao comprimento total da soldadura subtraído do dobro da espessura útil, a . Caso a espessura do cordão se mantenha constante ao longo de todo o seu comprimento, não é necessária a redução imposta no comprimento efectivo. A norma limita inferiormente o comprimento mínimo de soldadura, a 30 mm ou a 6 vezes a espessura dos seus elementos.

A espessura efectiva não deverá ser superior a 3 mm, e deve ser inferior ao produto de 0.7 pela espessura mínima dos elementos adjacentes na ligação. Normalmente a espessura efectiva apresenta-se sob a forma de múltiplo de 0.5 mm.

O NP EN 1993-1-8[29] propõe dois métodos para o dimensionamento e verificação da ligação, no qual se considerou o método rigoroso, para o dimensionamento em causa. Os esforços são decompostos segundo um eixo paralelo e transversal ao eixo longitudinal da soldadura. A área efectiva do cordão é dada por:

$$A_w = \sum a \times l_{eff} \quad (6.13)$$

Esta consideração permite a decomposição das tensões, que se consideram de distribuição uniforme, em 4 grupos:

- Tensão normal perpendicular ao plano crítico do cordão de soldadura;
- Tensão normal paralela ao eixo do cordão de soldadura;
- Tensão tangencial perpendicular ao eixo do cordão de soldadura;
- Tensão tangencial paralela ao eixo do cordão de soldadura;

~

Desta forma, a norma propõe para o cálculo da resistência do cordão de ângulo a expressão, seguinte:

$$[\sigma^2 + 3 \times (\tau^2 + \tau^2)]^{0.5} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} \quad (6.14)$$

Em que,

f_u – Valor nominal da tensão de rotura à tracção da peça ligada mais fraca;

β_w – Factor de correlação apropriado, que pode ser obtido pelo quadro.

Quadro 6.4 - Factor de correcção de soldadura

Norma e classe de aço	Factor de correlação
EN 10025	
S235 e S235 W	0,8
S275, S275 N/NL e S275 M/ML	0,85
S355, S355 N/NL, S355 M/ML e S355W	0,9
S420 N/NL e S420 M/ML	1
S460 N/NL, S460 M/ML e S460 Q/QL/QL1	1

A norma ainda especifica um método alternativo para o dimensionamento de cordões de soldadura de ângulo, que não será conteúdo de estudo no trabalho. Dada a dificuldade em compreender a linha de acção para o esforço de corte nas ligações soldadas com *gusset*, é essencial garantir um momento mínimo, sendo este o produto do esforço de corte vertical pela distância do alinhamento dos parafusos à ligação soldada. Este efeito foi desprezado, tendo sido apenas considerados esforços horizontais no dimensionamento das diversas ligações.

6.2.3. DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES SOLDADAS TUBULARES SEGUNDO AS RECOMENDAÇÕES DO CTICM

Normalmente as ligações entre perfis tubulares em torres de telecomunicações são realizadas através de uma ligação aparafusada com recurso a flange. Este tipo de ligação apresenta dois tipos de soluções, uma em que se utiliza uma flange contínua e outra em que a flange se exhibe em forma de anel, tal como é apresentado na Figura 6.6.

Para uma configuração de flange contínua, a força de compressão nos montantes é transmitida através das flanges para a perna adjacente, enquanto na flange anelar, esta é directamente transmitida através dos montantes. Sendo que em secções ocas a carga é transferida por meio das soldaduras através das placas de flange que transmitem os esforço pelo parafusos constituintes da ligação.

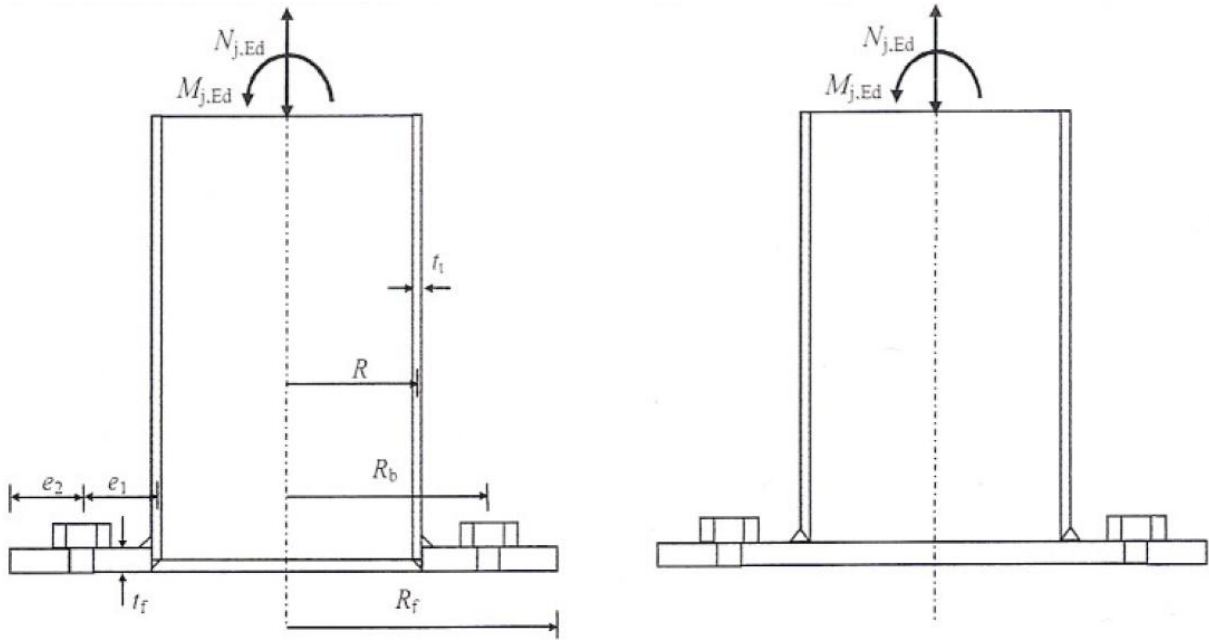


Figura 6.6 - Ligação com recurso a flange em forma de anel ou de forma contínua

No dimensionamento deste tipo de ligações é essencial garantir na ligação uma resistência suficiente para suportar distribuições não uniformes de tensões e garantir a capacidade de deformação. O NP EN 1993-1-8[29] recomenda para as juntas soldadas, uma soldadura de topo ou de ângulo ao longo de todo o perímetro da secção tubular. Segundo Simões [40], uma estrutura composta por secções ocas deverá apresentar um comportamento dúctil, de forma a garantir capacidade de rotação nos elementos.

Segundo Packer *et al* [48], inicialmente quando estas ligações foram desenvolvidas adoptaram-se soluções bastante espessas, dado que se pretendia uma solução rígida. Actualmente, a procura de soluções mais económicas, conduziu a elementos mais esbeltos, sendo que o estado limite último é relativo à produção de um mecanismo de rotura produzido nas placas dos flanges. Tendo por base um flange contínuo, a simetria na disposição dos parafusos e carregamentos estáticos, Igarashi *et al*, desenvolveu duas expressões que permitem determinar o valor mínimo para a espessura da flange e para o número de parafusos, respectivamente.

$$t_p \geq \sqrt{\frac{2 \times N_i}{0.9 \times F_{yp} \times \pi \times f_3}} \quad (6.15)$$

Em que:

$$f_3 = \frac{1}{2 \times k_1} \times \left(k_3 + \sqrt{k_3^2 - 4 \times k_1} \right) \quad (6.16)$$

$$k_1 = \ln\left(\frac{r_2}{r_3}\right) \quad (6.17)$$

$$r_2 = \frac{d_i}{2} + b \quad (6.18)$$

$$r_3 = \frac{d_i - t_i}{2} \quad (6.19)$$

$$k_3 = k_1 + 2 \quad (6.20)$$

$$n \geq \frac{N_i}{0.9 \times T_t} \times \left(1 - \frac{1}{f_3} + \frac{1}{f_3 \times \ln\left(\frac{r_1}{r_2}\right)} \right) \quad (6.21)$$

$$r_1 = \frac{d_i}{2} + 2b \quad (6.22)$$

A CTICM desenvolveu uma proposta a nível europeu com métodos de cálculo e elementos de dimensionamento com vista a integrar a norma EN 1993. Este método foi utilizado na análise das ligações com flanges aparafusadas de secções tubulares, tendo sido desenvolvido por Mael[49]. O interesse deste assunto por parte da CTICM sustenta-se no desconhecimento existente referente ao tema em questão.

A resistência dos flanges circulares de ligação aparafusada submetidas a esforços axiais e a momentos flectores de acordo com o CTICM depende da resistência à tracção do conjunto, da resistência à compressão do tubo e do momento resistente combinado com o esforço axial. A metodologia citada pela CTICM apresenta um conjunto de princípios, que se deverão ter em conta na sua aplicação, tais como:

- As condições construtivas da norma EN 1993-1-8 devem ser respeitadas;
- O número de parafusos na ligação deve ser igual ou superior a 6;
- O espaçamento circunferencial entre parafusos deve ser inferior a 10 vezes o seu diâmetro, sendo que Igarashi *et al* recomenda que este espaçamento deve ser superior a três vezes o diâmetro do parafuso;
- Os parafusos são independentes e apresentam um diâmetro igual ou superior a 12 mm.

A resistência à tracção e à compressão do conjunto condiciona o dimensionamento da ligação e sustenta-se na verificação de cinco modos de rupturas, os quais são enunciados a seguir:

- Modo 1: Formação de um mecanismo no flange;
- Modo 2: Ruptura dos parafusos pelo efeito alavanca através da plastificação do flange;
- Modo 3: Ruptura do parafuso traccionado pelo efeito alavanca, quando sujeito à tracção, uma vez que esta tende a aumentar os níveis de tensão no parafuso;
- Modo 4: Plastificação do tubo traccionado;
- Modo 5: Ruptura dos cordões de soldadura.

As verificações apresentadas de seguida, têm por base os modos de ruptura enunciados anteriormente, uma vez que permitem a verificação da ligação estrutural em análise. A resistência à tracção do parafuso pode ser determinada pela expressão apresentada na tabela 3.4 da NP EN 1993-1-8[29]. A resistência à flexão do flange por unidade de comprimento pode ser determinada pela seguinte expressão.

$$m_{pl,Rd} = \frac{t_f^2 \times f_{y,f}}{4 \times \gamma_{M0}} \quad (6.23)$$

Em que,

t_f – Espessura do flange;

$f_{y,f}$ – Limite elástico para o aço constituinte do flange;

γ_{M0} – Coeficiente parcial, sendo este igual a 1.

6.2.3.1 Resistência à plastificação da flange

A resistência que deve ser garantida para que não ocorra a plastificação da flange, tendo presente o modo de rotura 1, é dada pela expressão (6.24) para flanges ocas e pela expressão (6.26) para flanges continuas, de acordo com a Figura 6.6.

$$N_{T,1,Rd} = 2 \times \pi \times m_{pl,Rd} \times \left[1 + \frac{1}{k_1} \right] \quad (6.24)$$

Em que:

$$k_1 = \ln \left(\frac{R_b}{R} \right) \quad (6.25)$$

$$N_{T,1,Rd} = 2 \times \pi \times m_{pl,Rd} \times \left[1 + \frac{2}{k_1} \right] \quad (6.26)$$

A resistência para a não ocorrência de um mecanismo na flange também deve verificar a condição.

$$N_{T,1,Rd} \leq 2 \times \pi \times m_{pl,Rd} \times n_b \times \min \left(2, 1 + \frac{2}{\pi} \times \frac{e'}{m} \right) \quad (6.27)$$

Em que:

$$e' = \sqrt{R_f^2 - m^2} - R_b \quad (6.28)$$

$$m = e_1 - \frac{t_1}{2} - 0.8 \times \sqrt{2} \times a_{ws} \quad (6.29)$$

a_{ws} – Largura do cordão de soldadura;

6.2.3.2 Resistência à rotura dos parafusos pelo efeito alavanca através da plastificação da flange

A resistência ao modo 2, tendo em conta a rotura dos parafusos pelo efeito alavanca, pode ser calculada através das expressões para flanges ocas e flanges contínuas, respectivamente.

$$N_{T,2,Rd} = 2 \times \pi \times m_{pl,Rd} + \sum F_{t,Rd} \times \left[1 + \frac{k_1}{k_3}\right] \quad (6.30)$$

$$N_{T,2,Rd} = 2 \times \pi \times m_{pl,Rd} \times \left[1 + \frac{1}{k_3}\right] + \sum F_{t,Rd} \times \left[1 + \frac{k_1}{k_3}\right] \quad (6.31)$$

Em que:

$$k_3 = \ln\left(\frac{R_e}{R}\right) \text{ e } R_e = R_b + n \quad (6.32)$$

$$n = \min\left[\frac{(2 \times e_2 + \xi)}{3}; \xi + 0.74 \times t_f\right] \quad (6.33)$$

$$\xi = e_2 \times \min\left(1, \sqrt{\frac{\alpha_{R,0}}{\alpha_R}}\right) \quad (6.34)$$

$$\alpha_{R,0} = \frac{\frac{e_2}{e_1} + 1}{\left(\frac{e_2}{e_1}\right)^3} \quad (6.35)$$

$$\alpha_R = 4 \times \left(\frac{e_1}{t_f}\right)^3 \times \frac{A_s}{L_b \times p_b} \quad (6.36)$$

$$p_b = \frac{2 \times \pi \times R}{n_b} \quad (6.37)$$

L_b – Comprimento do parafuso sujeito a alongamento, sendo igual ao comprimento de aperto (espessura total do material e das anilhas) adicionado a metade da soma da altura da cabeça com a altura da porca (NP EN1993-1-8), que é igual a 8 vezes o diâmetro do parafuso.

6.2.3.3 Resistência à rotura dos parafusos traccionados pelo efeito alavanca

A resistência ao modo 3 pode ser calculado pela seguinte expressão, tendo em consideração a ruptura do parafuso quando traccionado pelo efeito alavanca,

$$N_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} \quad (6.38)$$

6.2.3.4 Resistência à plastificação do tubo traccionado

A verificação da plastificação do tubo, quando traccionado, teve que ser verificada. Assim sendo o CTICM, designa para tal, a expressão (6.40), sendo que A, representa a área da secção transversal do tubo.

$$N_{T,4,Rd} = \frac{A \times f_{y,f}}{\gamma_{M0}} \quad (6.39)$$

6.2.3.5 Resistência à ruptura dos cordões de soldadura

A resistência relativa ao modo de ruptura por ruptura dos cordões de soldadura é expressa segundo CTICM pela expressão.

$$N_{T,5,Rd} = \pi \times D \times \frac{a_{ws} +}{\sqrt{2}} \times \frac{f_{u,w}}{\gamma_{M2} \times \beta_w} \quad (6.40)$$

Em que,

D – Diâmetro do tubo;

$f_{u,w}$ – Resistência última à tracção do aço, constituinte dos cordões de soldadura;

a_{ws} – Espessura do cordão de soldadura superior;

a_{wi} – Espessura do cordão de soldadura inferior;

β_w – Factor de correlação apropriado, que pode ser obtido pelo Quadro 6.4.

Desta forma a resistência à tracção proporcionada pelo conjunto, é dada pelo menor valor das diversas resistências apresentadas anteriormente, tal como é expresso na expressão (6.41).

$$N_{T,Rd} = \min(N_{T,1,Rd}; N_{T,2,Rd}; N_{T,3,Rd}; N_{T,4,Rd}; N_{T,5,Rd}) \quad (6.41)$$



Figura 6.7 - Exemplo de ligação com recurso a flange

6.2.3.6 Resistência da secção tubular à compressão

A norma EN 1993-1-6[50] apresenta um conjunto de procedimentos para a verificação do esforço à compressão resistente da secção tubular. De acordo com a especificação, a tensão característica para secções tubulares pode ser determinada através da expressão.

$$\sigma_{x,Rk} = \chi_N \times f_{y,t} \quad (6.42)$$

A resistência crítica à encurvadura pode ser dada pelas seguintes expressões, sendo que o coeficiente de Poisson é igual a 0.35.

$$\sigma_{x,cr} = C_x \times \frac{E}{\sqrt{3 \times (1 - \nu^2)}} \times \frac{t_t}{R} \quad (6.43)$$

$$\sigma_{x,cr} = 0.605 \times C_x \times E \times \frac{t_t}{R} \quad (6.44)$$

Uma vez que se está perante um cilindro longo, dado que w é bastante superior ao limite da razão do raio pela espessura, o valor da constante C_x , pode ser determinado pelo máximo entre as duas expressões.

$$C_x = C_{x,N} = 1 + \frac{0.2}{C_{xb}} \times \left[1 - 2 \times w \times \frac{t_t}{R} \right] \quad (6.45)$$

$$C_x = C_{x,N} = 0.6$$

Condição fronteira		Descrição	Deslocamentos normais	Deslocamentos verticais	Rotações
BC1r		Radial restringida meridional restringida rotação restringida	$w = 0$	$u = 0$	$\beta_\phi = 0$
BC1f		Radial restringida meridional restringida rotação livre	$w = 0$	$u = 0$	$\beta_\phi \neq 0$
BC2r		Radial restringida meridional livre rotação restringida	$w = 0$	$u \neq 0$	$\beta_\phi = 0$
BC2f		Radial restringida meridional livre rotação livre	$w = 0$	$u \neq 0$	$\beta_\phi \neq 0$
BC3		Radial livre meridional livre rotação livre	$w \neq 0$	$u \neq 0$	$\beta_\phi \neq 0$

Figura 6.8 – Condições de apoio dos cilindros (adaptado de [50])

Segundo a Figura 6.8 pode-se definir a classe de apoio dos cilindros. Face às condições de apoio tem de se ter em conta que se está perante a classe BC3.

Caso		Condição fronteira	C_{ch}
1	fim 1 fim 2	BC 1 BC 1	6
2	fim 1 fim 2	BC 1 BC 2	3
3	fim 1 fim 2	BC 2 BC 2	1

Figura 6.9 - Classe de apoio dos cilindros (adaptado de [50])

Dadas as condições mencionadas e estando perante uma situação de classe 3, a norma apresenta um conjunto de apreciações que devem se tidas em conta.

O coeficiente de redução, χ_N , é expresso em função de um conjunto de condições, tal que:

- Se $\lambda_N \leq \lambda_{N0}$

$$\chi_N = 1 \quad (6.46)$$

- Se $\lambda_{N0} \leq \lambda_N \leq \lambda_{Np}$

$$\chi_N = 1 - \beta_N \times \left(\frac{\lambda_N - \lambda_{N0}}{\lambda_{Np} - \lambda_{N0}} \right)^{\eta_N} \quad (6.47)$$

- Se $\lambda_{Np} \leq \lambda_N$

$$\chi_N = \frac{\alpha_N}{\lambda_N^2} \quad (6.48)$$

Sendo $\lambda_N = \sqrt{\frac{f_{y,t}}{\sigma_{x,cr}}}$, $\lambda_{Np} = \sqrt{\frac{\alpha_N}{1-\beta_N}}$, $\lambda_{N0} = 0.2$

O factor de imperfeição meridional elástica pode ser determinado pela seguinte expressão, dependente do parâmetro de qualidade de fabricação, expresso pela expressão.

$$\alpha_N = \frac{0.62}{1 + 1.91 \times \left(\frac{\Delta w_k}{t_t}\right)^{1.44}} \quad (6.49)$$

$$\Delta w_k = \frac{1}{Q} \times \sqrt{\frac{R}{t_t}} \times t_t \quad (6.50)$$

Sendo que Q representa o parâmetro de qualidade de fabricação que deve ser determinado de acordo com o Quadro 6.5 para a categoria de qualidade de fabricação especificada. O valor do factor de domínio elástico e o expoente de interacção é igual a 0,6 e 1 respectivamente. No caso de estudo, admitiu-se a classe B, de qualidade de fabricação elevada.

Quadro 6.5 - Categoria de qualidade de fabricação

Categoria de qualidade de fabricação	Descrição	Q
Classe A	Excelente	40
Classe B	Elevada	25
Classe C	Normal	16

A resistência do tubo comprimido segundo o EN 1993-1-6[50], pode ser determinada através da expressão.

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times \sigma_{x,Rk}}{\gamma_{M1}} \quad (6.51)$$

Quando a ligação se encontra sujeita a um momento, cada parafuso constituinte da ligação apresenta uma força resultante, dada pela expressão.

$$F_M = \frac{2 \times M_{j,Ed}}{n_b \times R} \quad (6.52)$$

n_b – Número de parafusos;

R – Raio do tubo;

$M_{j,Ed}$ – Momento flector aplicado.

O momento resistente tendo em conta o conceito apresentado na publicação CTICM, pode ser dado pela expressão (6.53).

$$M_{j,Rd} = \frac{N_{Rd} \times R}{2} \quad (6.53)$$

Sendo:

$$N_{Rd} = \min(N_{c,Rd}, N_{T,Rd}) \quad (6.54)$$

A presença de um esforço axial de compressão, contempla um esforço no troço, dado pela fórmula (6.55).

$$F_N = \frac{N_{j,Ed}}{n_b} \quad (6.55)$$

Assim sendo o esforço total de tracção e de compressão pode ser dado pelas expressões (6.56) e (6.57).

$$F_T = -F_N + F_T = -\frac{N_{j,Ed}}{n_b} + \frac{2 \times M_{j,Ed}}{n_b \times R} \quad (6.56)$$

$$F_T = F_N + F_T = \frac{N_{j,Ed}}{n_b} + \frac{2 \times M_{j,Ed}}{n_b \times R} \quad (6.57)$$

Segundo o EC3-1-6, a verificação à acção de esforços combinada é limitada pelas condições expressas nas expressões, sendo que o momento resistente à tracção e à compressão são expressos pelas expressões (6.58) a (6.61).

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{T,Rd}} - \frac{N_{j,Ed}}{N_{T,Rd}} \leq 1 \quad (6.58)$$

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{c,Rd}} + \frac{N_{j,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (6.59)$$

$$M_{T,Rd} = \frac{N_{T,Rd} \times R}{2} \quad (6.60)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{N_{c,Rd} \times R}{2} \quad (6.61)$$

6.2.4. RESULTADOS

Mediante as disposições impostas nos pontos anteriores relativos à definição das características geométricas das ligações, apresentam-se os resultados das mesmas no Quadro 6.6, Quadro 6.8, Quadro

6.9 e Quadro 6.10. As várias ligações foram dimensionadas para um conjunto de painéis, tendo por base as definições mais condicionantes, referentes às secções, esforços e inclinações dos elementos (Quadro 6.7). O autor desenvolveu uma folha de cálculo com recurso a *Visual Basic*, que perante um conjunto de hipóteses, devolve as características da ligação em análise, para qualquer tipo de ligação em estudo.

Quadro 6.6 - Característica das ligações das diagonais

Diagonais	Esforço (KN)- T/C	Ligação	Resistência (KN)	Chapa
A-1-1				
A-1-2				
A-1-3	85.97 / -95.64	2M20 Classe:6,8	117,6	590x260x8 (cordão: 5mm) - Distância ao eixo 0,075m
A-1-4				
A-1-5				
A-2-1				
A-2-2	66.66 / -69,64	2M16 Classe:6.8	75.36	575x210x6 (cordão: 5mm) - Distância ao eixo 0,1m
A-2-3				
A-2-4				
A-2-5	53.44 / -55.99	2M16 Classe:6,8	75,36	575x190x6 (cordão: 4mm) - Distância ao eixo 0,135m
A-2-6				
A-2-7				
A-2-8	47.28/-49.63	2M16 Classe:6,8	75,36	615x190x6 (cordão: 4mm) - Distância ao eixo 0,15m
A-2-9				
A-3-1				
A-3-2	23.32/-23.53	2M12 Classe:6,8	40,32	290x130x5 (cordão: 3,5mm) - Distância ao eixo 0,05m
A-3-3				

Deste modo a ligação das diagonais aos montantes foi dimensionada tendo em conta as especificações apresentadas para ligações aparafusadas e soldadas. A ligação soldada realiza-se através da associação da chapa ao montante, enquanto que a ligação aparafusadas permite a união da chapa à diagonal. Este tipo de ligação integra-se no grupo das ligações semi-rígidas, dado que permite a transmissão de momentos.

No dimensionamento deste tipo de ligação é essencial analisar a condição do vento condicionante para as diagonais. Desta forma, a direcção que implementa a tracção na diagonal superior e a compressão na diagonal inferior é a mais condicionante ao dimensionamento, tal como é ilustrado na Figura 6.10.

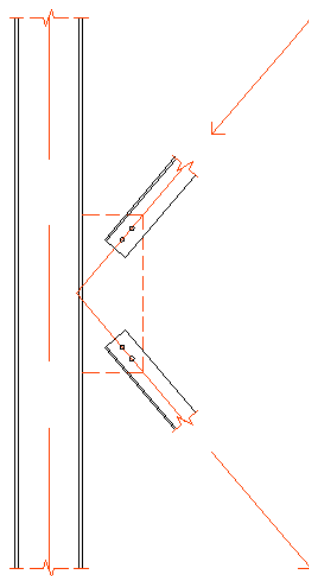


Figura 6.10 - Ligação montante/diagonais

A norma NP EN 1993-1-8[29] permite a presença de uma excentricidade nas intersecções, no entanto no dimensionamento da ligação deverão ser tidos em conta os esforços resultantes da consideração da excentricidade. De salientar que não se teve em conta nas cantoneiras, a excentricidade provocada pela não coincidência do eixo do centro de gravidade com o alinhamento das furações.

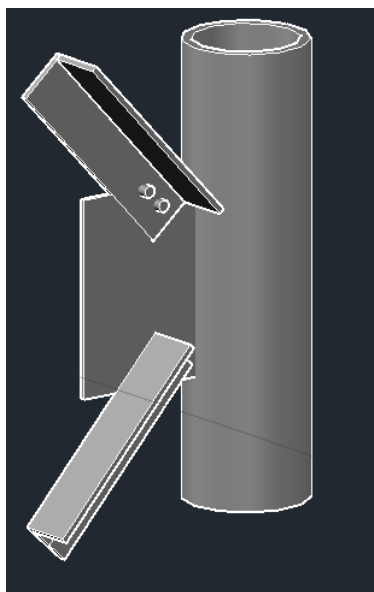


Figura 6.11 - Ligação Montante/Diagonais

O estabelecimento de uma excentricidade permite a redução do comprimento da chapa, dadas as condições geométricas da estrutura. O momento criado pela excentricidade foi tido em conta no processo de dimensionamento da mesma, no entanto este aspecto, não foi alvo de análise no dimensionamento realizado, como tal dever-se-á verificar as principais alterações estruturais que ele possa provocar.

Quadro 6.7 - Inclinação das diagonais ao nível dos painéis

		Inclinação	Introduzir
A-1-1	D.P	39,99140103	50,008599
A-1-2	D.P	41,63568131	48,364319
A-1-3	D.P	43,41543771	46,584562
A-1-4	D.P	45,30727626	44,692724
A-1-5	D.P	47,33692138	42,663079
A-2-1	D.P	49,54481846	40,455182
A-2-2	D.P	51,90308783	38,096912
A-2-3	D.P	54,44992489	35,550075
A-2-4	D.P	57,17413974	32,82586
A-2-5	D.P	60,10550738	29,894493
A-2-6	D.P	63,2197907	26,780209
A-2-7	D.P	66,53753879	23,462461
A-2-8	D.P	70,05279693	19,947203
A-2-9	D.P	73,72816837	16,271832
A-3-1	D.P	45,92767466	44,072325
A-3-2	D.P	45,92767466	44,072325
A-3-3	D.P	45,92767466	44,072325

À semelhança da ligação enunciada anteriormente a junção de um montante a uma travessa realiza-se através de uma ligação aparafusada e de uma ligação soldada, com recurso a uma placa *gusset*. Este tipo de ligação, ao contrário do que foi definido no modelo de projecto, não permite a transmissão de momentos, apesar de serem pouco representativos. Desta forma, pode-se concluir que após o pré-dimensionamento da estrutura, as ligações poderão por em causa as condições adoptadas no mesmo, através da definição intrínseca ou através da criação de excentricidades. Estabeleceu-se uma distância do término do perfil ao montante de duas vezes a espessura da chapa.

Quadro 6.8 - Característica das ligações das travessas

Travessas	Esforço (KN)	Ligação	Resistência (KN)	Chapa
A-1-1	23,71 e 5,69	1M16 Classe:5,6	37,68	60x115x6 (cordão: 4mm)
A-1-2				
A-1-3				
A-1-4				
A-1-5	14,5 e 1,38	1M12 Classe:4,6	16,13	50x85x5 (cordão: 4mm)
A-2-1				
A-2-2				
A-2-3				
A-2-4	11,01 e 4,53	1M12 Classe:4,6	16,13	50x85x5 (cordão: 4mm)
A-2-5				
A-2-6				
A-2-7				
A-2-8	4.39 e 0.91	1M12 Classe:4,8	13,44	50x85x5 (cordão: 4mm)
A-2-9				
A-3-1				
A-3-2				
A-3-3				

As ligações em estrela são de uso corrente nas torres metálicas de telecomunicações e de transmissão de energia. No entanto as suas características geométricas estão dependentes das características globais da torre. Deste modo, e dado que as inclinações no termino da painel cónico são bastante elevadas, as chapas apresentam características desproporcionais. Assim sendo, no desenvolvimento de um projecto, deve-se procurar soluções mais económicas, reduzindo a inclinação de alguns elementos.

Quadro 6.9 - Característica das ligações em estrela

Ligação em Estrela	Chapa
A-1-1	590x490x8
A-1-2	
A-1-3	
A-1-4	
A-1-5	
A-2-1	585x380x6
A-2-2	
A-2-3	
A-2-4	820x330x6
A-2-5	
A-2-6	
A-2-7	
A-2-8	1100x310x6
A-2-9	
A-3-1	300x250x5
A-3-2	
A-3-3	



Figura 6.12 - Ligação em estrela

A ligação entre montantes foi realizada de acordo com as especificações mencionadas anteriormente, não tendo sido desprezado o momento para o seu dimensionamento, dado a sua importância.

Quadro 6.10 - Característica das Ligações dos Montantes

Montantes	Esforço (KN) - Tracção	Esforço (KN) - Compressões	Momento actuante	Ligação	Flange
A-1-1	2810	3057	21,47	17M36 Classe: 6,8	Espessura: 42,5 e1=e2=40 Espessura do cordão: 11
A-1-2	2640	2859	21,56		
A-1-3	2439	2626	21,4		
A-1-4	2257	2418	21,55		
A-1-5	2071	2208	15,81		
A-2-1	1882	2001	15,73	15M30 Classe: 6,8	Espessura: 37,5 e1=e2=45 Espessura do cordão: 7
A-2-2	1700	1801	15,52		
A-2-3	1517	1603	14,55		
A-2-4	1345	1418	14,43		
A-2-5	1176	1236	12,39	12M27 Classe: 6,8	Espessura: 30 e1=e2=37,5 Espessura do cordão: 5,5
A-2-6	1016	1064	11,45		
A-2-7	844	879	11,74		
A-2-8	722,49	751,13	10,09	13M20 Classe: 6,8	Espessura: 26 e1=e2=37,5 Espessura do cordão: 4
A-2-9	532,22	545	9,27		
A-3-1	482	498	1,49		
A-3-2	245	454	1,15	13M16 Classe: 6,8	Espessura: 18 e1=e2=30 Espessura do cordão: 2
A-3-3	85,42	89,14	0,24		

O Anexo A1 apresenta o resultado de todas as considerações de projecto obtidas ao longo da presente dissertação, relativas a um estudo prévio da estrutura.

6.2.5. CONSIDERAÇÕES E COMPARAÇÃO COM A NORMA TIA-222-G

A norma TIA-222-G considera para a área efectiva do parafuso a expressão (6.62), à semelhança dos valores considerados pelas normas europeias relativas a uma norma internacional.

$$A_n = \frac{\pi}{4} \times (d - 0,9382 \times p)^2 \quad (6.62)$$

Onde, d representa o diâmetro nominal do parafuso e p o passo do mesmo.

Segundo a norma NP EN 1993-1-8, a resistência ao corte do parafuso depende da classe e poderá ser adoptado o valor de 0,6 ou 0,5, afectado pela divisão de coeficiente parcial de 1,25, para a consideração de um valor afectivo. A TIA-222-G apresenta um conjunto de disposições mais vastas

face á resistência do parafuso, considerando a sua resistência ao corte, a capacidade de carga e a resistência á tracção. Uma vez que a norma apresenta para a resistência ao corte, coeficientes redutores de 0.55 e 0.45, a norma NP EN 1993-1-8 é mais conservativa.

Por outro lado a combinação do corte com a tracção no parafuso deve ser devidamente verificada, de acordo com a expressão (6.63).

$$\left(\frac{V_{ub}}{\phi R_{nv}}\right)^2 + \left(\frac{T_{ub}}{\phi R_{nt}}\right)^2 \leq 1 \quad (6.63)$$

Em que,

$$\phi = 0.75$$

V_{ub} – Força de corte do parafuso devido ás cargas;

R_{nv} – Resistência ao corte no parafuso;

T_{ub} – Força de tracção no parafuso devido às cargas;

R_{nt} – Resistência à tracção no parafuso.

A resistência dos elementos adjacentes às ligações soldadas e aparafusadas é dada pelo menor valor de um conjunto de estados limites, de acordo com o estado limite de cedência, com a rotura e com a rotura em bloco.

A resistência à cedência do elemento por tracção é determinada de acordo coma expressão (6.64).

$$R_{np} = F_y \times A_{gt} \quad (6.64)$$

A resistência à ruptura por tracção do elemento é dada por:

$$R_{np} = F_u \times A_{nt} \quad (6.65)$$

A resistência à ruptura por corte é dada de acordo com a expressão (6.66).

$$R_{np} = 0,6 \times F_u \times A_{nv} \quad (6.66)$$

A resistência à cedência por corte é dada por:

$$R_{np} = 0,6 \times F_y \times A_{gv} \quad (6.67)$$

Em que,

A_{nv} – Área útil da secção sujeita ao corte;

A_{gv} – Área bruta da secção sujeita ao corte;

A_{gt} – Área bruta da secção sujeita à tracção;

A_{nt} – Área útil da secção sujeita à tracção.

De salientar a pouca informação existente na norma TIA-222-G para o dimensionamento de ligações, dado que é sucinta e indica a consulta de outras normas, como é o caso da norma AIAC-LRFD[32] para ligações soldadas. No entanto para a ruptura por tracção a norma apresenta-se mais conservativa face ao EN 1993-1-8.

6.3. MODELAÇÃO E ANÁLISE DA ESTRUTURA

As características geométricas das próprias ligações são condicionantes na definição do modelo. As excentricidades resultantes do dimensionamento devem ser tidas em conta, conjugadas com outras particularidades exigidas pelas normas. Como tal, implementou-se no modelo estrutural, com recurso a uma ferramenta designada por “*offset*”.

O parâmetro em causa poderá ser desprezado dado que não tem alterações significativas no modelo em causa, quer a nível de esforços, quer ao nível do comportamento dos seus elementos tendo por base numa análise detalhada das consequências da sua quantificação.

7

CONCLUSÃO E TRABALHOS FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES

Com este trabalho pretendeu-se determinar as principais diferenças nas premissas apresentadas pelas normas europeias (EN 1991-1-4 e EN 1993-3-1) e pela norma norte americana TIA-222-G relativas á acção do vento actuando sobre uma estrutura reticulada. Tendo por base as duas disposições, desenvolveu-se um estudo prévio de uma torre de telecomunicações com uma altura de 100m, não só ao nível do dimensionamento das secções, mas também ao nível das ligações.

Na execução de um projecto de torres dever-se-á ter em conta se a base para a velocidade de projecto do vento corresponde ao código em análise. Uma vez que não é possível correlacionar directamente as duas normas no que diz respeito à velocidade do vento, procurou-se estabelecer um conjunto de ábacos que possibilitem a comparação da velocidade média em 10 minutos com a velocidade de rajada de 3 segundos. O objectivo é facilitar o dimensionamento segundo o NP EN 1991-1-4, em solo norte-americano, quando se tem em consideração a velocidade de rajada e vice-versa. Esta análise teve por base um conjunto de considerações obtidas da comparação intrínseca das duas normas, no que diz respeito à descrição do vento, à rugosidade e à acção do vento. Neste sentido é possível afirmar que existe um conjunto de indicadores que poderão ser objecto de comparação e que na maioria dos casos evidenciam o carácter conservativo da norma europeia face à norma TIA-222-G.

Com base na análise requerida, obteve-se uma economia ao nível do peso global de 9.4% da norma norte-americana para a Europeia NP EN 1993-1-1. Através deste valor pode-se concluir que os avanços desenvolvidos em solo norte-americano permitem uma melhor definição da acção do vento, contribuindo para uma economia mais favorável. O processo de optimização de projecto aplicado ao modelo permitiu uma redução do custo de fabricação da torre, apesar de não ser viável a sua consideração no mercado das telecomunicações. A importância de aplicar uma base de dados extensa a cada painel foi essencial na conquista deste objectivo.

A acção combinada do vento com o gelo é uma das principais causas de colapsos nas estruturas, neste sentido a análise realizada, permitiu concluir que face às combinações impostas pelas duas normas, a sua combinação é pouco condicionante para as normas europeias, enquanto que para a norma americana não é condicionante. Neste sentido é importante compreender as principais causas de colapso da estrutura, tendo em vista o reajuste das normas em causa.

A definição das características das ligações é essencial no processo de dimensionamento, como tal, foram evidenciaram pouca significância aquando da sua contabilização no processo de dimensionamento estrutural. Nesse sentido, é possível desprezar o efeito das excentricidades na

análise global da estrutura. Da mesma forma procurou-se compreender qual a importância do contraventamento na definição da economia global da torre, tendo-se desenvolvido dois modelos. Como resultado, conclui-se que a economia gerada por uma secção com um contraventamento mais complexo, muitas vezes não é favorável dado o número acrescido de ligações.

7.2. TRABALHOS FUTUROS

Existe um vasto conjunto de considerações que poderão servir de validação ao estudo desenvolvido. Neste sentido dever-se-á validar os resultados obtida para uma outra estrutura, considerando por exemplo uma estrutura quadrangular reticulada, em que todos os elementos em cantoneira.

No desenvolvimento da dissertação surgiram um conjunto de horizontes segundo os quais poderão ser alvo de uma investigação futura, que são fundamentalmente os seguintes:

- Desenvolver uma análise comparativa relativa a torres tubulares, tendo presente a bibliografia apresentada nesta dissertação;
- Aprofundar o tema da combinação do gelo com o vento, de forma a avaliar quais os valores adequados dos coeficientes de segurança para que este se torne um carregamento condicionante;
- Realizar estudos de monitorização de forma a comparar a informação entre os valores obtidos e as análises realizadas;
- Aprofundar o tema do contraventamento, dado que é um dos principais responsáveis pela economia global da estrutura.

BIBLIOGRAFIA

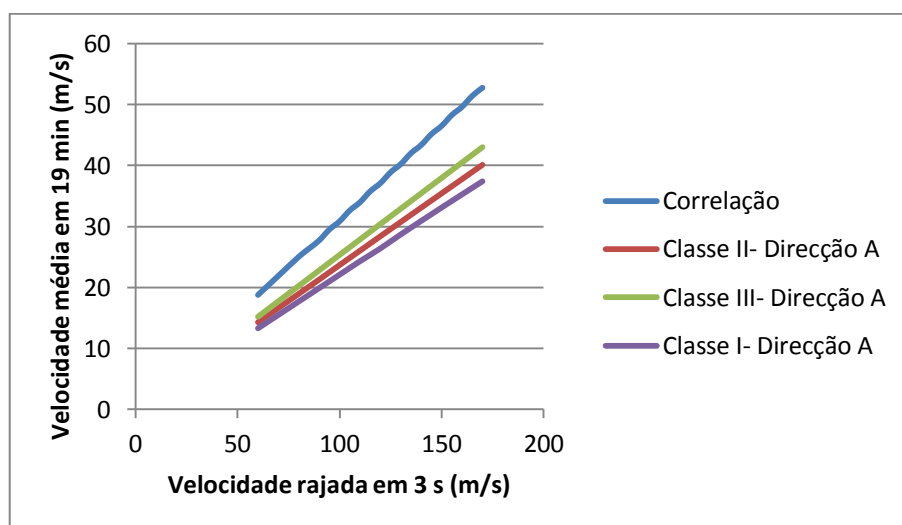
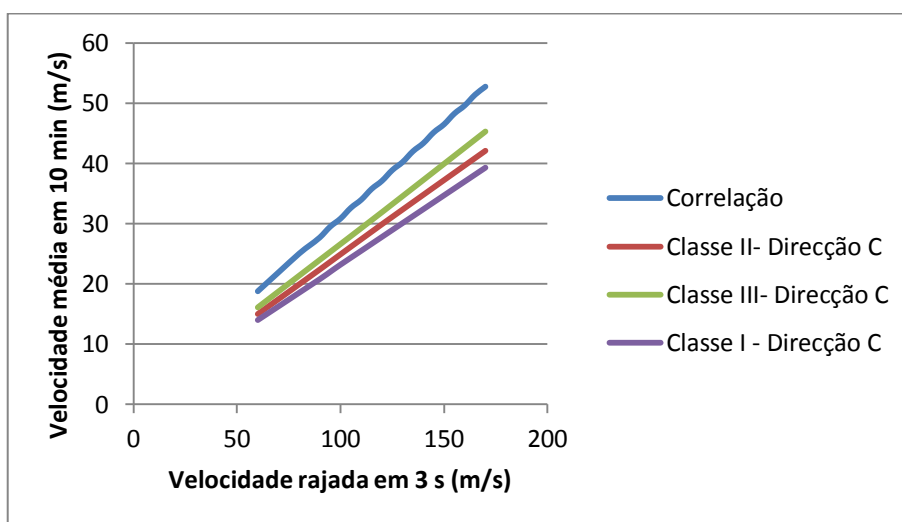
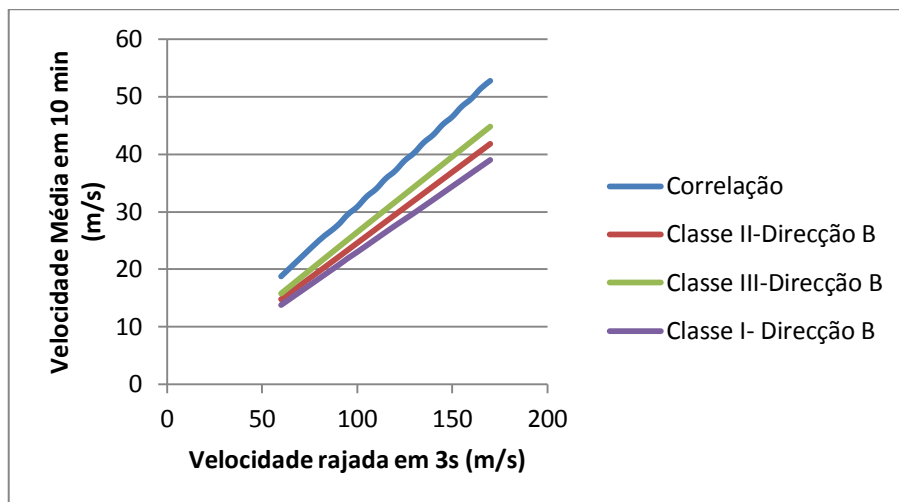
1. W.Smith, B., *Communication Structures*2006, London: Thomas Telford Publishing.
2. Stottrup-Andersen, U., *Masts and Towers*.
3. N.Subramanian, S.S.a., *Aesthetic Appraisal of Antenna Towers*. 2003.
4. Vieira, I.A., *Estudo de diversos tipos de contraventamento em treliças planas*. Universidade Federal do Paraná.
5. Nascimento, F.O.D.A., *Análise de estruturas metálicas de torres treliçadas autoportantes para telecomunicações*, in *Engenharia Civil*2002: Universidade Estadual de Campinas.
6. Rodrigues, R.J.R.B.C.R.M.R.O., *Análise e dimensionamento estrutural de torres circulares*. XXIX Jornadas Sul Americanas, 2000.
7. Blessmann, J., *Introdução ao Estudo das Ações Dinâmicas do Vento*, 1998, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
8. Paulo Antunes, R.T., Humberto Varum, Paulo André, *Dynamic characterization of a radio communication tower with a FBG based accelerometer*. 2011.
9. McClure, G., *Earthquake resistant design of tower*, in *Meeting of IASS working Group 4: Towers and Masts*1999: Krakow, Poland.
10. N.D.Mulherin, *Atmospheric icing and communication tower failure in the United States*. Cold Regions Science and Technology, 1997.
11. Weaver, J.M.G.J.W., *Análise de Estruturas Reticuladas*. 1981.
12. Guimarães, M.J.R., *Análise estáticas e dinâmica de torres metálicas treliçadas autoportantes*, 2000, Universidade de Brasília: Brasília.
13. Rippel, L.I., *Estudo em túnel de vento do arrasto aerodinâmico sobre torres treliçadas de linhas de transmissão*, in *Engenharia Civil*2005, Universidade Federal do Rio Grande do Sul: Porto Alegre.
14. Murteira, A.M.S., *Inspecção e manutenção de torres e postes de radiocomunicações*, in *Engenharia Civil*2010, Universidade de Aveiro.
15. Kammel, C., *Probability of exceeding the serviceability limit of antenna masts*. Wind and Structure, 2001. 4.
16. NP EN 1991-1-4 *Acção do vento*2010.
17. EN 1993-3-1 *Towers, masts and chimneys- Towers and masts*2006.
18. Standard, B., *Lattice towers and masts*, in *Code of practice for loading*1986.
19. Standard, C., *Antennas, Towers and Antenna-supporting structures*, 2005.
20. Standard, A., AS 3995-1994, in *Design of steel lattice towers and masts*1994: Australia.
21. Association, T.I., *TIA Standard: Structural standard for antenna, supporting Structures and Antennas*2006.
22. Lopes, A.V., *A acção do vento e resposta dinâmica de edifícios altos* 1992, FEUP.
23. Davenport, A.G., *How can we simplify and generalize wind loads?* Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1995. 54/55.
24. T.Hiester, W.P., *The Siting Handbook for Large Wind Energy Systems*, ed. Windbooks1983, New York,USA.
25. Dias, C.M., *Estudo comparativo de diferentes materiais para a construção de torres eólicas*, in *Engenharia Civil*2009, Universidade de Aveiro: Aveiro.
26. NP EN 1993-1-1- *Projecto de estruturas de aço: Regras gerais e regras para edifícios*2010.
27. Standardization, I.O.f., ISO 12494, in *Atmospheric icing of structures*2001.
28. Travanca, R.M.C.A., *Torres para radiocomunicações. Patologias e dimensionamento*, in *Engenharia Civil*2010, Universidade de Aveiro.
29. EN 1993-1-8 - *Projecto de estruturas de aço*, in *Projecto de ligações*2010.
30. Peter Moskal, K.R., *ANSI/TIA standard 222- Structural standard for antenna supporting structures and antennas: a comparison of revisions F e G*. 2006.

31. Standard, A., ASCE 7-02, in *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* 2005.
32. AISC, *Load and resistance factor design specification for structural steel buildings*, 1999.
33. Committee, A., ACI 318M-05, in *Building code requirements for structural concrete and commentary* 2005.
34. *Understanding TIA-222- Revision G*, R. Solutions, Editor.
35. Firmo, C.d.S., *Arquitetura com perfis tubulares- uma nova linguagem*, 2004.
36. Júnior, C.F.C., *Análise numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações*, in *Engenharia Civil* 2000, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
37. Keshavarzian, M., *Extreme wind design of self-supported steel structures: critical review of related ASCE publications*. ASCE, 2003.
38. Dias, J.R., *Análise e dimensionamento de estruturas metálicas treliçadas de transporte de energia eléctrica de acordo com o EC3(EN) e a EN50341-1*, 2007, Instituto Superior Técnico.
39. D.Camotim, *Apontamentos Teóricos da Disciplina de Estruturas Metálicas e Mistas; Oarte de Metálicas* 2006.
40. Santiago, L.S.d.S.e.A., *Manual de ligações metálicas*, ed. A.P.d.C.M.e. Mista 2003.
41. Alex Sander Clemente de Souza, R.M.G., *Contribuição ao estudo das estruturas metálicas espaciais*. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, 2002. **20**: p. 43-74.
42. Rui Travanca, P.V.R.e.H.V., *Acção do vento sobre torres- Análise comparativas entre RSA e Eurocódigos*. VIII Congresso de Construção Metálica e Mista.
43. 4, I.W.G., *Recommendations for the Design and Analysis of Guyed Masts*, 1981.
44. Prestandard, E., *Eurocode8: Design provisiuous for earthquake resistance of structures*, in *Parte 6: Towers, masts and chimneys* 2003.
45. Davenport, A., *What makes structure wind sensitive?* Wind Effects on Buildings and Structures, 1998.
46. Letchford, T.N.e.C., *A comparison of topographic effects on gust wind speed*. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 96, 2008: p. pp.1053-1064.
47. Caetano, E.d.S., *Cálculo de ligações- transparentes de apoio às aulas práticas* 2007.
48. Henderson, J.A.P.a.J.E., *Hollow structural section: connections and trusses-a design guide* 1997.
49. Mael, C., *Calcul d'un assemblage par brides circulaires boulonnées*.
50. EN 1993-1-6 - *Design of steel strcuture- in strength and stability of sheel structures* 2006.

ANEXOS

ANEXO A1 – ESTUDO PRÉVIO DE UMA TORRE DE 100 METROS DE ALTURA

ANEXO A2 – ÁBACOS RELATIVOS A VELOCIDADES MÍNIMAS



ANEXO A3 – ÁREAS RELATIVAS AO MODELO 2 DE ACORDO COM OS EUROCÓDIGOS

			Direcção A	Direcção B	Direcção C
Tabela resumo: (Área total dos elementos) (m ²)	1ºNível	A.E. 1	8,3420019	8,3420019	6,3300985
		A.E. 2	7,9801596	7,9801596	6,1734162
		A.E. 3	7,8389668	7,8389668	6,1122779
		A.E. 4	7,3648966	7,3648966	5,9069995
		A.E. 5	6,2946942	6,2946942	5,1598509
	2ºNível	A.E. 1	6,4645317	6,4645317	5,2334759
		A.E. 2	6,358088	6,358088	5,1873844
		A.E. 3	6,2546037	6,2546037	5,1425744
		A.E. 4	5,4913827	5,4913827	4,5592066
		A.E. 5	4,9623505	4,9623505	4,0772455
		A.E. 6	5,3036388	5,3036388	4,2250277
		A.E. 7	4,7549382	4,7549382	3,9874334
		A.E. 8	4,1216972	4,1216972	3,4603486
		A.E. 9	4,048738	4,048738	3,4287563
	3ºNível	A.E. 1	3,7429734	3,7429734	3,29481
		A.E. 2	3,1576822	3,1576822	2,7568916
		A.E. 3	2,7493748	2,7493748	2,3274393

			Direcção A	Direcção B	Direcção C
Área total do contorno projectada (m ²)	1ºNível	A.E. 1	44,19128	44,19128	19,135385
		A.E. 2	41,690541	41,690541	18,052534
		A.E. 3	39,189803	39,189803	16,969683
		A.E. 4	36,689065	36,689065	15,886831
		A.E. 5	34,021713	34,021713	14,731834
	2ºNível	A.E. 1	31,520975	31,520975	13,648983
		A.E. 2	29,020237	29,020237	12,566131
		A.E. 3	26,519499	26,519499	11,48328
		A.E. 4	23,87027	23,87027	10,33613
		A.E. 5	21,221041	21,221041	9,1889804
		A.E. 6	18,720303	18,720303	8,106129
		A.E. 7	16,219565	16,219565	7,0232776
		A.E. 8	13,570336	13,570336	5,8761279
		A.E. 9	11,069598	11,069598	4,7932765
	3ºNível	A.E. 1	9,8192289	9,8192289	4,2518508
		A.E. 2	9,6520308	9,6520308	4,1794519
		A.E. 3	9,5035401	9,5035401	4,1151536

ANEXO A4 – QUANTIDADES MÁSSICAS RELATIVAS AO MODELO 2 DE ACORDO COM OS EUROCÓDIGOS

Comprimentos (m)	Peso (Kg)
------------------	-----------

Montantes - 1ºNível 1to20 51to70 101to120	Nº de barras:	60	
	Comprimento:	1,4628	
	A.E. 1	17,5536	1780,077
	A.E. 2	17,5536	1780,077
	A.E. 3	17,5536	1780,077
	A.E. 4	17,5536	1409,625
	A.E. 5	17,5536	1582,676
Montantes - 2ºNível 21to38 71to88 121to138	Nº de barras:	54	
	Comprimento:	2,9257	
	A.E. 1	17,5542	1255,448
	A.E. 2	17,5542	1207,827
	A.E. 3	17,5542	1015,181
	A.E. 4	17,5542	1075,875
	A.E. 5	17,5542	943,9234
	A.E. 6	17,5542	795,2611
	A.E. 7	17,5542	795,2611
	A.E. 8	17,5542	685,3012
	A.E. 9	17,5542	555,1676
Montantes - 3ºNível 39to50 89to100 139to150	Nº de barras:	36	
	Comprimento:	1,4615	
	A.E. 1	17,538	421,1816
	A.E. 2	17,538	291,2978
	A.E. 3	17,538	144,4162
		Total:	17518,67

		Comprimentos (m)	Peso (Kg)
Travessas - 1ºNível	A.E. 1	43,8774	1056,308
	A.E. 2	41,1504	819,8518
	A.E. 3	38,583	768,7126
	A.E. 4	36,0168	717,5735
	A.E. 5	33,4506	88,62159
Travessas - 2ºNível	A.E. 1	15,4422	69,70223
	A.E. 2	14,1588	51,57201
	A.E. 3	12,8754	46,89736
	A.E. 4	11,592	43,22367
	A.E. 5	10,3086	31,07424
	A.E. 6	9,0252	193,8396
	A.E. 7	7,7424	22,79169
	A.E. 8	6,459	11,71243
	A.E. 9	5,1756	10,72591
Travessas - 3ºNível	A.E. 1	4,5339	13,34667
	A.E. 2	4,5339	10,8197
	A.E. 3	9,0678	21,6394
		Total:	3978,413

		Comprimentos (m)	Peso (Kg)
Diagonais - 1ºNível	A.E. 1	28,0714	1204,043
	A.E. 2	27,0414	976,465
	A.E. 3	26,0786	941,691
	A.E. 4	25,1444	890,5874

	A.E. 5	24,2422	723,1418
Diagonais - 2ºNível	A.E. 1	15,5838	697,2971
	A.E. 2	15,0326	478,278
	A.E. 3	14,511	461,6827
	A.E. 4	14,0222	508,2129
	A.E. 5	13,5698	386,9978
	A.E. 6	13,1574	375,2365
	A.E. 7	12,789	314,4329
	A.E. 8	12,4688	292,9795
	A.E. 9	12,2002	349,3747
Diagonais - 3ºNível	A.E. 1	16,8192	120,412
	A.E. 2	16,8192	92,19045
	A.E. 3	16,8192	67,73176
Total:			8880,755

Tabela Resumo das quantidades mássicas:	1ºNível	A.E. 1	4040,428
		A.E. 2	3576,394
		A.E. 3	3490,481
		A.E. 4	3017,786
		A.E. 5	2394,439
	2ºNível	A.E. 1	2022,447
		A.E. 2	1737,677
		A.E. 3	1523,761
		A.E. 4	1627,312
		A.E. 5	1361,995
		A.E. 6	1364,337
		A.E. 7	1132,486
		A.E. 8	989,9932
		A.E. 9	915,2682
	3ºNível	A.E. 1	554,9403
		A.E. 2	394,3079
		A.E. 3	233,7874
	Total:		30377,84
	Total+ Escadas:		31549,89

ANEXO A5 – ÁREAS RELATIVAS AO MODELO 1 DE ACORDO COM OS EUROCÓDIGOS

Tabela Resumo: (Área Total dos elementos)	1ºNível		Direcção A	Direcção B	Direcção C
		A.E. 1	9,896195618	9,896195618	7,509829196
		A.E. 2	9,495005868	9,495005868	7,336108939
		A.E. 3	9,315305101	9,315305101	7,258296224
		A.E. 4	7,900271812	7,900271812	6,138823775
		A.E. 5	7,294973941	7,294973941	5,876722108

	2ºNível	A.E. 1	6,497045215	6,497045215	5,531301736
		A.E. 2	6,407133848	6,407133848	5,492368971
		A.E. 3	5,674293568	5,674293568	4,891292712
		A.E. 4	5,070810797	5,070810797	4,377093617
		A.E. 5	4,555347537	4,555347537	3,901008089
		A.E. 6	4,909005073	4,909005073	4,054146294
		A.E. 7	4,397162018	4,397162018	3,83251175
		A.E. 8	3,747716879	3,747716879	3,298410367
		A.E. 9	3,700065884	3,700065884	3,27777688
	3ºNível	A.E. 1	3,574819038	3,574819038	3,221997067
		A.E. 2	3,073604986	3,073604986	2,720485078
		A.E. 3	2,749374827	2,749374827	2,327439287

			Direcção A	Direcção B	Direcção C
Area Total Projectada	1ºNível	A.E. 1	44,488845	44,488845	19,264235
		A.E. 2	41,988107	41,988107	18,181384
		A.E. 3	39,487369	39,487369	17,098532
		A.E. 4	36,689065	36,689065	15,886831
		A.E. 5	34,188327	34,188327	14,80398
	2ºNível	A.E. 1	31,687589	31,687589	13,721128
		A.E. 2	29,186851	29,186851	12,638277
		A.E. 3	26,519499	26,519499	11,48328
		A.E. 4	23,87027	23,87027	10,33613
		A.E. 5	21,221041	21,221041	9,1889804
		A.E. 6	18,720303	18,720303	8,106129
		A.E. 7	16,219565	16,219565	7,0232776
		A.E. 8	13,570336	13,570336	5,8761279
		A.E. 9	11,069598	11,069598	4,7932765
	3ºNível	A.E. 1	9,8192289	9,8192289	4,2518508
		A.E. 2	9,6520308	9,6520308	4,1794519
		A.E. 3	9,5035401	9,5035401	4,1151536

ANEXO A6 – QUANTIDADES MÁSSICAS RELATIVAS AO MODELO 1 DE ACRODO COM OS EUROCÓDIGOS

		Comprimentos (m)	Peso (Kg)
Montantes - 1ºNível 1to20 51to70 101to120	Nº de barras :	60	
	Comprimento:	1,4628	
	A.E. 1	17,5536	1620,251
	A.E. 2	17,5536	1620,251
	A.E. 3	17,5536	1358,867
	A.E. 4	17,5536	1355,837
	A.E. 5	17,5536	1355,837
Montantes - 2ºNível 21to38 71to88 121to130	Nº de barras :	54	
	Comprimento:	2,9257	
	A.E. 1	17,5542	1138,561

Montantes - 3ºNível 39to50 89to100 139to150	A.E. 2	17,5542	1138,561
	A.E. 3	17,5542	1015,181
	A.E. 4	17,5542	905,221
	A.E. 5	17,5542	943,9234
	A.E. 6	17,5542	795,2611
	A.E. 7	17,5542	643,1355
	A.E. 8	17,5542	685,3012
	A.E. 9	17,5542	555,1676
	Nº de barras :	36	
	Comprimento:	1,4615	
	A.E. 1	17,538	421,1816
	A.E. 2	17,538	291,2978
	A.E. 3	17,538	144,4162
	Total:		15988,25

		Comprimentos (m)	Peso (Kg)
Travessas - 1ºNível	A.E. 1	43,8774	1155,695
	A.E. 2	41,1504	894,7949
	A.E. 3	38,583	838,9789
	A.E. 4	36,0168	771,858
	A.E. 5	33,4506	139,0392
Travessas - 2ºNível	A.E. 1	15,4422	69,70223
	A.E. 2	14,1588	63,90928
	A.E. 3	12,8754	58,11634
	A.E. 4	11,592	51,32242
	A.E. 5	10,3086	38,43819
	A.E. 6	9,0252	193,8396
	A.E. 7	7,7424	20,90758
	A.E. 8	6,459	15,41376
	A.E. 9	5,1756	9,385174
Travessa s - 3ºNível	A.E. 1	4,5339	10,8197
	A.E. 2	4,5339	13,34667
	A.E. 3	9,0678	21,6394
	Total:		4367,207

		Comprimentos	Peso
Diagonais - 1ºNível	A.E. 1	28,0714	853,8601
	A.E. 2	27,0414	650,5321
	A.E. 3	26,0786	626,0839
	A.E. 4	25,1444	583,0947
	A.E. 5	24,2422	421,831
Diagonais - 2ºNível	A.E. 1	15,5838	341,6756
	A.E. 2	15,0326	284,6303
	A.E. 3	14,511	306,1937
	A.E. 4	14,0222	295,8796
	A.E. 5	13,5698	218,5851
	A.E. 6	13,1574	211,942
	A.E. 7	12,789	173,179

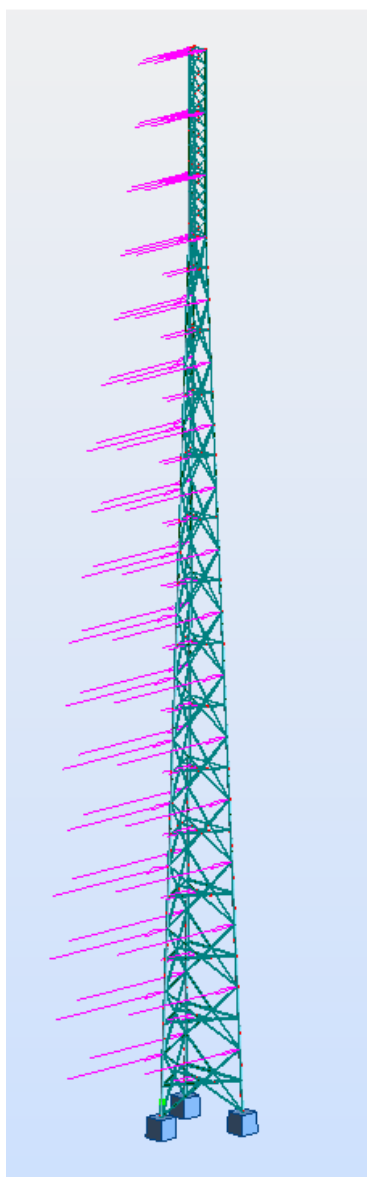
Diagonais -3ºNível	A.E. 8	12,4688	191,1598
	A.E. 9	12,2002	187,0419
	A.E. 1	16,8192	88,72464
	A.E. 2	16,8192	67,73176
	A.E. 3	16,8192	67,73176
Total:		5569,877	

Tabela Resumo:	1ºNível	A.E. 1	3629,807
		A.E. 2	3165,578
		A.E. 3	2823,93
		A.E. 4	2710,79
		A.E. 5	1916,707
	2ºNível	A.E. 1	1549,939
		A.E. 2	1487,101
		A.E. 3	1379,491
		A.E. 4	1252,423
		A.E. 5	1200,947
		A.E. 6	1201,043
		A.E. 7	837,2221
		A.E. 8	891,8747
		A.E. 9	751,5946
	3ºNível	A.E. 1	520,7259
		A.E. 2	372,3762
		A.E. 3	233,7874
	Total:		25925,34
	Total+ Escadas:		27098,21

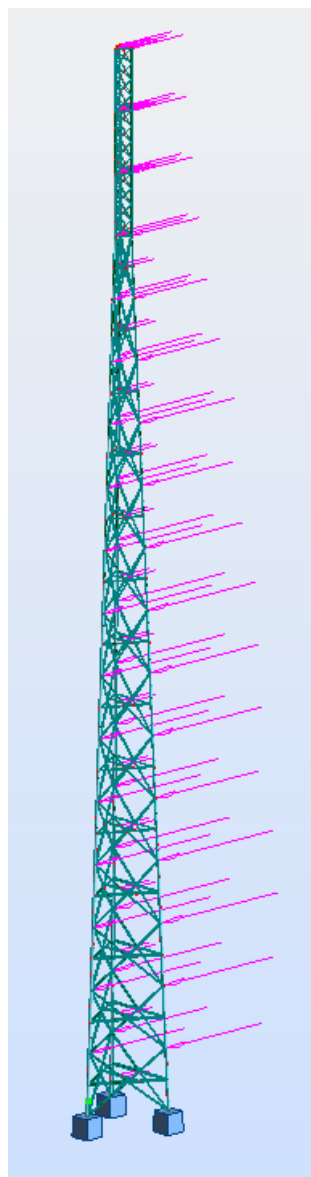
ANEXO A7 – QUANTIDADES MÁSSICAS DAS ESCADAS RELATIVAS AOS MODELOS 1 E 2 DO EUROCÓDIGO

	A-1-1	A-1-2	A-1-3	A-1-4	A-1-5	A-2-1	A-2-2	A-2-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-2-8	A-2-9	A-3-1	A-3-2	A-3-3	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
Escada: Cantoneira L=0,02	0	6	11,7	17,7	23,4	29,4	35,1	41,1	46,8	52,8	58,5	64,5	70,2	76,2	81,9	87,9	93,6	
	0,3	6,3	12	18	23,7	29,7	35,4	41,4	47,1	53,1	58,8	64,8	70,5	76,5	82,2	88,2	93,9	
	0,6	6,6	12,3	18,3	24	30	35,7	41,7	47,4	53,4	59,1	65,1	70,8	76,8	82,5	88,5	94,2	
	0,9	6,9	12,6	18,6	24,3	30,3	36	42	47,7	53,7	59,4	65,4	71,1	77,1	82,8	88,8	94,5	
	1,2	7,2	12,9	18,9	24,6	30,6	36,3	42,3	48	54	59,7	65,7	71,4	77,4	83,1	89,1	94,8	
	1,5	7,5	13,2	19,2	24,9	30,9	36,6	42,6	48,3	54,3	60	66	71,7	77,7	83,4	89,4	95,1	
	1,8	7,8	13,5	19,5	25,2	31,2	36,9	42,9	48,6	54,6	60,3	66,3	72	78	83,7	89,7	95,4	
	2,1	8,1	13,8	19,8	25,5	31,5	37,2	43,2	48,9	54,9	60,6	66,6	72,3	78,3	84	90	95,7	
	2,4	8,4	14,1	20,1	25,8	31,8	37,5	43,5	49,2	55,2	60,9	66,9	72,6	78,6	84,3	90,3	96	
	2,7	8,7	14,4	20,4	26,1	32,1	37,8	43,8	49,5	55,5	61,2	67,2	72,9	78,9	84,6	90,6	96,3	
	3	9	14,7	20,7	26,4	32,4	38,1	44,1	49,8	55,8	61,5	67,5	73,2	79,2	84,9	90,9	96,6	
	3,3	9,3	15	21	26,7	32,7	38,4	44,4	50,1	56,1	61,8	67,8	73,5	79,5	85,2	91,2	96,9	
	3,6	9,6	15,3	21,3	27	33	38,7	44,7	50,4	56,4	62,1	68,1	73,8	79,8	85,5	91,5	97,2	
	3,9	9,9	15,6	21,6	27,3	33,3	39	45	50,7	56,7	62,4	68,4	74,1	80,1	85,8	91,8	97,5	
	4,2	10,2	15,9	21,9	27,6	33,6	39,3	45,3	51	57	62,7	68,7	74,4	80,4	86,1	92,1	97,8	
	4,5	10,5	16,2	22,2	27,9	33,9	39,6	45,6	51,3	57,3	63	69	74,7	80,7	86,4	92,4	98,1	
	4,8	10,8	16,5	22,5	28,2	34,2	39,9	45,9	51,6	57,6	63,3	69,3	75	81	86,7	92,7	98,4	
	5,1	11,1	16,8	22,8	28,5	34,5	40,2	46,2	51,9	57,9	63,6	69,6	75,3	81,3	87	93	98,7	
	5,4	11,4	17,1	23,1	28,8	34,8	40,5	46,5	52,2	58,2	63,9	69,9	75,6	81,6	87,3	93,3	99	
	5,7	11,7	17,4	23,4	29,1	35,1	40,8	46,8	52,5	58,5	64,2	70,2	75,9	81,9	87,6	93,6	99,3	
	6	12	17,7	23,7	29,4	35,4	41,1	47,1	52,8	58,8	64,5	70,5	76,2	82,2	87,9	93,9	99,6	
Nº de barras	20	19	20	19	20	19	20	19	20	19	20	19	20	19	20	19	20	
Nº de segmentos	19	18	19	18	19	18	19	18	19	18	19	18	19	18	19	18	19	
Nº de Elementos	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	
Área+cf	2,006076	1,77306	1,86873	1,77306	1,86873	1,77306	1,86873	1,77306	1,86873	1,77306	1,86873	1,77306	1,86873	1,77306	1,86873	1,77306	1,86873	
Área Travessas-secundárias+cf	0,846624	0,795207	0,74379	0,692373	0,384574	0,314421	0,286998	0,227129	0,174115	0,153548	0,221636	0,093985	0,069111	0,041717	0,035698	0,030599	0,030599	
Área total	2,8527	2,568267	2,61252	2,465433	2,253304	2,087481	2,155728	2,000189	2,042845	1,926608	2,090366	1,867045	1,937841	1,814777	1,904428	1,803659	1,899329	
Massa das travessas secundárias	129,6856	121,8096	113,9336	106,0575	35,45535	26,53319	24,21908	20,70784	20,5704	11,63167	33,31797	7,082727	4,183452	2,498168	2,137768	1,817503	1,393152	
Massa das escadas	54,42345	51,5923	54,42345	51,5923	54,42345	51,5923	54,42345	51,5923	54,42345	51,5923	54,42345	51,5923	54,42345	51,5923	54,42345	51,5923	54,42345	
Massa Elemento	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	
Massa total	195,1305	184,4233	179,3784	168,6712	100,9002	89,14689	89,66393	83,32154	86,01526	74,24537	98,76282	69,69643	69,6283	65,11187	67,58262	64,4312	66,838	Massa total da escada 1752,947843

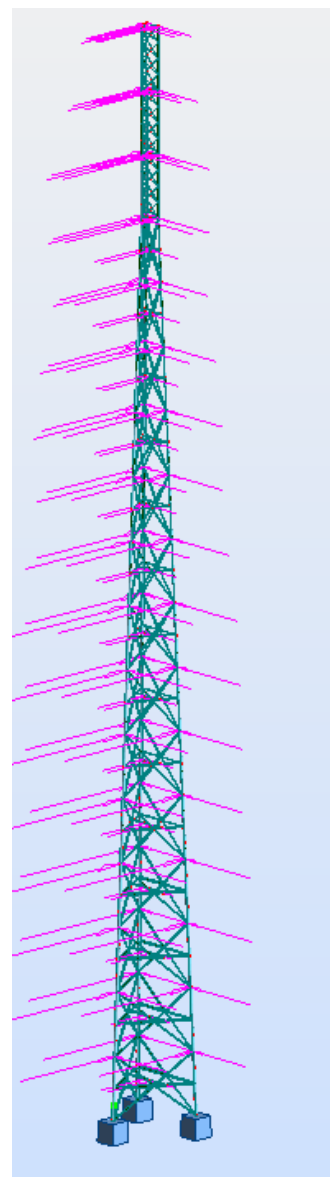
ANEXO A8 – ILUSTRAÇÃO DAS DIRECÇÕES DO VENTO APLICADAS NO MODELO



Direcção A



Direcção B



Direcção C

ANEXO A9 – BASE DE DADOS UK SETIONS: CHS

Montantes			
Designação	Diametro Largura	Espessura	rz
CHS 21.3x3.2	0,0213	0,0032	0,00649
CHS 26.9x3.2	0,0269	0,0032	0,00845
CHS 33.7x2.6	0,0337	0,0026	0,01103
CHS 33.7x3	0,0337	0,003	0,01090
CHS 33.7x3.2	0,0337	0,0032	0,01082
CHS 33.7x3.6	0,0337	0,0036	0,01071
CHS 33.7x4	0,0337	0,004	0,01059
CHS 42.4x2.6	0,0424	0,0026	0,01409
CHS 42.4x3	0,0424	0,003	0,01397
CHS 42.4x3.2	0,0424	0,0032	0,01390
CHS 42.4x3.6	0,0424	0,0036	0,01377
CHS 42.4x4	0,0424	0,004	0,01364
CHS 48.3x2.5	0,0483	0,0025	0,01621
CHS 48.3x3	0,0483	0,003	0,01605
CHS 48.3x3.2	0,0483	0,0032	0,01600
CHS 48.3x3.6	0,0483	0,0036	0,01585
CHS 48.3x4	0,0483	0,004	0,01574
CHS 48.3x5	0,0483	0,005	0,01543
CHS 60.3x2.5	0,0603	0,0025	0,02045
CHS 60.3x3	0,0603	0,003	0,02028
CHS 60.3x3.2	0,0603	0,0032	0,02023
CHS 60.3x3.6	0,0603	0,0036	0,02008
CHS 60.3x4	0,0603	0,004	0,01997
CHS 60.3x5	0,0603	0,005	0,01963
CHS 76.1x2.5	0,0761	0,0025	0,02603
CHS 76.1x2.9	0,0761	0,0029	0,02588
CHS 76.1x3	0,0761	0,003	0,02586
CHS 76.1x3.2	0,0761	0,0032	0,02580
CHS 76.1x3.6	0,0761	0,0036	0,02566
CHS 76.1x4	0,0761	0,004	0,02554
CHS 76.1x5	0,0761	0,005	0,02516
CHS 76.1x6	0,0761	0,006	0,02487
CHS 76.1x6.3	0,0761	0,0063	0,02477
CHS 88.9x2.5	0,0889	0,0025	0,03056
CHS 88.9x3	0,0889	0,003	0,03038
CHS 88.9x3.2	0,0889	0,0032	0,03031

Montantes			
Designação	Diametro Largura	Espessura	rz
CHS 88.9x3.6	0,0889	0,0036	0,03018
CHS 88.9x4	0,0889	0,004	0,03
CHS 88.9x5	0,0889	0,005	0,02964
CHS 88.9x6	0,0889	0,006	0,02938
CHS 88.9x6.3	0,0889	0,0063	0,02928
CHS 114.3x3	0,1143	0,003	0,03936
CHS 114.3x3.2	0,1143	0,0032	0,03929
CHS 114.3x3.6	0,1143	0,0036	0,03919
CHS 114.3x4	0,1143	0,004	0,03902
CHS 114.3x5	0,1143	0,005	0,03865
CHS 114.3x6	0,1143	0,006	0,03834
CHS 114.3x6.3	0,1143	0,0063	0,03824
CHS 139.7x3.2	0,1397	0,0032	0,04827
CHS 139.7x3.6	0,1397	0,0036	0,04813
CHS 139.7x4	0,1397	0,004	0,04799
CHS 139.7x5	0,1397	0,005	0,04763
CHS 139.7x6	0,1397	0,006	0,04731
CHS 139.7x6.3	0,1397	0,0063	0,04723
CHS 139.7x8	0,1397	0,008	0,04663
CHS 139.7x10	0,1397	0,01	0,04602
CHS 168.3x3.2	0,1683	0,0032	0,05838
CHS 168.3x3.6	0,1683	0,0036	0,05824
CHS 168.3x4	0,1683	0,004	0,05810
CHS 168.3x5	0,1683	0,005	0,05771
CHS 168.3x6	0,1683	0,006	0,05742
CHS 168.3x6.3	0,1683	0,0063	0,05727
CHS 168.3x8	0,1683	0,008	0,05673
CHS 168.3x10	0,1683	0,01	0,05609
CHS 168.3x12	0,1683	0,012	0,05542
CHS 168.3x12.5	0,1683	0,0125	0,05526
CHS 193.7x5	0,1937	0,005	0,06677
CHS 193.7x6	0,1937	0,006	0,06639
CHS 193.7x6.3	0,1937	0,0063	0,06628
CHS 193.7x8	0,1937	0,008	0,06570
CHS 193.7x10	0,1937	0,01	0,06505
CHS 193.7x12	0,1937	0,012	0,06438

Montantes			
Designação	Diametro o Largura	Espessura	rz
CHS193.7x12.5	0,1937	0,0125	0,06419
CHS 193.7x16	0,1937	0,016	0,06308
CHS 219.1x5	0,2191	0,005	0,07575
CHS 219.1x6	0,2191	0,006	0,07537
CHS 219.1x6.3	0,2191	0,0063	0,07528
CHS 219.1x8	0,2191	0,008	0,07466
CHS 219.1x10	0,2191	0,01	0,07400
CHS 219.1x12	0,2191	0,012	0,07334
CHS219.1x12.5	0,2191	0,0125	0,07319
CHS 219.1x16	0,2191	0,016	0,07206
CHS 219.1x20	0,2191	0,02	0,07077
CHS 244.5x5	0,2445	0,005	0,08469
CHS 244.5x6	0,2445	0,006	0,08434
CHS 244.5x6.3	0,2445	0,0063	0,08428
CHS 244.5x8	0,2445	0,008	0,08368
CHS 244.5x10	0,2445	0,01	0,08296
CHS 244.5x12	0,2445	0,012	0,08231
CHS244.5x12.5	0,2445	0,0125	0,08214
CHS 244.5x16	0,2445	0,016	0,08093
CHS 244.5x20	0,2445	0,02	0,07970
CHS 244.5x25	0,2445	0,025	0,07820
CHS 273x5	0,273	0,005	0,09476
CHS 273x6	0,273	0,006	0,09442
CHS 273x6.3	0,273	0,0063	0,09430
CHS 273x8	0,273	0,008	0,09373
CHS 273x10	0,273	0,01	0,09306
CHS 273x12	0,273	0,012	0,09237
CHS 273x12.5	0,273	0,0125	0,09233
CHS 273x16	0,273	0,016	0,09111
CHS 273x20	0,273	0,02	0,08972
CHS 273x25	0,273	0,025	0,08808
CHS 323.9x5	0,3239	0,005	0,11276
CHS 323.9x6	0,3239	0,006	0,11241
CHS 323.9x6.3	0,3239	0,0063	0,11227
CHS 323.9x8	0,3239	0,008	0,11171
CHS 323.9x10	0,3239	0,01	0,11105

Montantes			
Designação	Diametro o Largura	Espessura	rz
CHS 323.9x12	0,3239	0,012	0,11035
CHS323.9x12.5	0,3239	0,0125	0,11032
CHS 323.9x16	0,3239	0,016	0,10892
CHS 323.9x20	0,3239	0,02	0,10766
CHS 323.9x25	0,3239	0,025	0,10599
CHS 355.6x6.3	0,3556	0,0063	0,12351
CHS 355.6x8	0,3556	0,008	0,12289
CHS 355.6x10	0,3556	0,01	0,12198
CHS 355.6x12	0,3556	0,012	0,12155
CHS355.6x12.5	0,3556	0,0125	0,12125
CHS 355.6x16	0,3556	0,016	0,12008
CHS 355.6x20	0,3556	0,02	0,11882
CHS 355.6x25	0,3556	0,025	0,11714
CHS 406.4x6.3	0,4064	0,0063	0,14147
CHS 406.4x8	0,4064	0,008	0,14088
CHS 406.4x10	0,4064	0,01	0,13994
CHS 406.4x12	0,4064	0,012	0,13950
CHS406.4x12.5	0,4064	0,0125	0,13919
CHS 406.4x16	0,4064	0,016	0,13822
CHS 406.4x20	0,4064	0,02	0,13673
CHS 406.4x25	0,4064	0,025	0,13503
CHS 406.4x32	0,4064	0,032	0,13291
CHS 457x6.3	0,457	0,0063	0,15936
CHS 457x8	0,457	0,008	0,15877
CHS 457x10	0,457	0,01	0,15831
CHS 457x12	0,457	0,012	0,15738
CHS 457x12.5	0,457	0,0125	0,15700
CHS 457x16	0,457	0,016	0,15590
CHS 457x20	0,457	0,02	0,15454
CHS 457x25	0,457	0,025	0,15306
CHS 457x32	0,457	0,032	0,15072
CHS 457x40	0,457	0,04	0,14807
CHS 508x6.3	0,508	0,0063	0,17739
CHS 508x8	0,508	0,008	0,17679
CHS 508x10	0,508	0,01	0,17635
CHS 508x12	0,508	0,012	0,17541

Montantes			
Designação	Diametro Largura	Espessura	rz
CHS 508x12.5	0,508	0,0125	0,17506
CHS 508x16	0,508	0,016	0,174149
CHS 508x20	0,508	0,02	0,172574
CHS 508x25	0,508	0,025	0,171059
CHS 508x32	0,508	0,032	0,168563
CHS 508x40	0,508	0,04	0,166087
CHS 508x50	0,508	0,05	0,162944
CHS 559x20	0,559	0,02	0,190696
CHS 559x25	0,559	0,025	0,189005
CHS 559x32	0,559	0,032	0,186666
CHS 559x40	0,559	0,04	0,184038

Montantes			
Designação	Diametro Largura	Espessura	rz
CHS 559x50	0,559	0,05	0,180825
CHS 610x20	0,61	0,02	0,208716
CHS 610x25	0,61	0,025	0,207018
CHS 610x32	0,61	0,032	0,204667
CHS 610x40	0,61	0,04	0,202021
CHS 610x50	0,61	0,05	0,198778
CHS 660x20	0,66	0,02	0,226385
CHS 660x25	0,66	0,025	0,22468
CHS 660x32	0,66	0,032	0,22232
CHS 660x40	0,66	0,04	0,219659
CHS 660x50	0,66	0,05	0,216391

ANEXO A10 – BASE DE DADOS OTUA: CANTONEIRAS

Diagonais							
Designação	Diâmetro Largura	Espessura	rz	Ag	Iw	Wu	Wv
CAEP 100x10	0,1	0,01	0,030371	0,001915	2,81E-06	3,97E-04	0,000103
CAEP 100x11	0,1	0,011		0,002094			
CAEP 100x12	0,1	0,012	0,030165	0,002271	3,28E-06	4,64E-04	0,000121
CAEP 100x7	0,1	0,007	0,03063	0,001366	2,04E-06	2,88E-04	7,46E-05
CAEP 100x8	0,1	0,008	0,030555	0,001551	2,30E-06	3,26E-04	8,41E-05
CAEP 100x9	0,1	0,009		0,001734			
CAEP 110x10	0,11	0,01	0,033519	0,002118	3,78E-06	4,86E-04	0,000126
CAEP 110x12	0,11	0,012	0,033319	0,002514	4,43E-06	5,70E-04	0,000148
CAEP 120x10	0,12	0,01	0,036742	0,002318	4,98E-06	5,86E-04	0,000151
CAEP 120x11	0,12	0,011	0,036642	0,002537	5,42E-06	6,38E-04	0,000165
CAEP 120x12	0,12	0,012	0,036537	0,002754	5,84E-06	6,89E-04	0,000178
CAEP 120x13	0,12	0,013	0,03643	0,002969	6,26E-06	7,38E-04	0,000191
CAEP 120x14	0,12	0,014		0,003182			
CAEP 120x15	0,12	0,015	0,03621	0,003393	7,06E-06	8,32E-04	0,000217
CAEP 120x8	0,12	0,008	0,036918	0,001874	4,06E-06	4,78E-04	0,000124
CAEP 120x9	0,12	0,009		0,002097			
CAEP 130x12	0,13	0,012	0,039692	0,002997	7,51E-06	8,17E-04	0,000211
CAEP 140x13	0,14	0,013		0,003495			
CAEP 150x10	0,15	0,01	0,04617	0,002927	9,92E-06	9,35E-04	0,000241
CAEP 150x12	0,15	0,012	0,045994	0,003483	1,17E-05	1,10E-03	0,000285
CAEP 150x14	0,15	0,014	0,045793	0,004031	1,34E-05	1,27E-03	0,000327
CAEP 150x15	0,15	0,015	0,045687	0,004302	1,43E-05	1,35E-03	0,000348
CAEP 150x16	0,15	0,016	0,0456	0,004571	1,509E-05	0,001422	0,000368
CAEP 150x18	0,15	0,018	0,045358	0,005103	1,67E-05	1,57E-03	0,000409
CAEP 160x15	0,16	0,015	0,048843	0,004606	1,75E-05	1,54E-03	0,000399
CAEP 160x17	0,16	0,017	0,048628	0,005182	1,95E-05	1,72E-03	0,000446
CAEP 180x16	0,18	0,016	0,055114	0,005539	2,68E-05	2,10E-03	0,000542
CAEP 180x18	0,18	0,018	0,054896	0,006191	2,97E-05	2,33E-03	0,000602
CAEP 180x20	0,18	0,02	0,054671	0,006835	3,24E-05	2,55E-03	0,000661
CAEP 200x16	0,2	0,016	0,061558	0,006179	3,73E-05	2,63E-03	0,000677
CAEP 200x18	0,2	0,018	0,061334	0,006911	4,14E-05	2,92E-03	0,000753
CAEP 200x20	0,2	0,02	0,061104	0,007635	4,53E-05	3,20E-03	0,000827
CAEP 200x24	0,2	0,024	0,060636	0,009059	5,29E-05	3,74E-03	0,000972
CAEP 20x3	0,02	0,003	0,005886	0,000113	6,14E-09	4,34E-06	1,14E-06
CAEP 25x3	0,025	0,003	0,00749	0,000143	1,26E-08	7,15E-06	1,86E-06
CAEP 25x4	0,025	0,004	0,007397	0,000186	1,60E-08	9,04E-06	2,4E-06
CAEP 25x5	0,025	0,005		0,000228			
CAEP 30x3	0,03	0,003	0,008994	0,000174	2,23E-08	1,05E-05	2,73E-06
CAEP 30x3,5	0,03	0,0035		0,0002			
CAEP 30x4	0,03	0,004	0,008918	0,000227	2,86E-08	1,35E-05	3,53E-06
CAEP 30x5	0,03	0,005		0,000278			
CAEP 35x3,5	0,035	0,0035		0,000234			
CAEP 35x4	0,035	0,004	0,010525	0,000267	4,69E-08	1,89E-05	4,93E-06
CAEP 35x5	0,035	0,005		0,000328			
CAEP 40x3	0,04	0,003		0,000234			
CAEP 40x4	0,04	0,004	0,012054	0,000308	7,10E-08	2,51E-05	6,52E-06
CAEP 40x5	0,04	0,005	0,011968	0,000379	8,61E-08	3,04E-05	7,95E-06
CAEP 40x6	0,04	0,006		0,000448			

CAEP 45x3	0,045	0,003		0,000264			
CAEP 45x4	0,045	0,004	0,01357	0,000347	1,02E-07	3,21E-05	8,33E-06
CAEP 45x4,5	0,045	0,0045	0,013538	0,00039	1,13E-07	3,57E-05	9,26E-06
CAEP 45x5	0,045	0,005	0,0135	0,00043	1,24E-07	3,91E-05	1,02E-05
CAEP 45x6	0,045	0,006		0,000509			
CAEP 50x3	0,05	0,003		0,000294			
CAEP 50x4	0,05	0,004	0,015184	0,000387	1,43E-07	4,03E-05	1,05E-05
CAEP 50x5	0,05	0,005	0,01511	0,00048	1,74E-07	4,93E-05	1,28E-05
CAEP 50x6	0,05	0,006	0,015019	0,000569	2,04E-07	5,76E-05	1,5E-05
CAEP 50x7	0,05	0,007	0,014921	0,000656	2,31E-07	6,54E-05	1,72E-05
CAEP 50x8	0,05	0,008		0,000741			
CAEP 55x6	0,055	0,006	0,016554	0,000629	2,74E-07	7,06E-05	1,83E-05
CAEP 60x10	0,06	0,01		0,001115			
CAEP 60x4	0,06	0,004	0,018304	0,000467	2,50E-07	5,90E-05	1,53E-05
CAEP 60x5	0,06	0,005	0,018246	0,000579	3,08E-07	7,25E-05	1,88E-05
CAEP 60x6	0,06	0,006	0,018163	0,000691	3,62E-07	8,53E-05	2,21E-05
CAEP 60x7	0,06	0,007		0,000798			
CAEP 60x8	0,06	0,008	0,017969	0,000903	4,62E-07	1,09E-04	2,85E-05
CAEP 65x5	0,065	0,005		0,00063			
CAEP 65x6	0,065	0,006	0,019692	0,000751	4,64E-07	1,01E-04	2,61E-05
CAEP 65x7	0,065	0,007	0,019606	0,000868	5,31E-07	1,15E-04	3E-05
CAEP 65x8	0,065	0,008	0,019512	0,000983	5,95E-07	1,29E-04	3,38E-05
CAEP 65x9	0,065	0,009		0,001098			
CAEP 70x5	0,07	0,005		0,000679			
CAEP 70x6	0,07	0,006	0,021304	0,000813	5,86E-07	1,18E-04	3,06E-05
CAEP 70x7	0,07	0,007	0,021216	0,00094	6,72E-07	1,36E-04	3,52E-05
CAEP 70x9	0,07	0,009	0,021018	0,001188	8,32E-07	1,68E-04	4,4E-05
CAEP 75x10	0,075	0,01	0,022518	0,001411	1,13E-06	2,13E-04	5,6E-05
CAEP 75x5	0,075	0,005	0,022988	0,000729	6,16E-07	1,16E-04	3,01E-05
CAEP 75x6	0,075	0,006	0,022916	0,000873	7,28E-07	1,37E-04	3,55E-05
CAEP 75x7	0,075	0,007	0,022827	0,00101	8,36E-07	1,58E-04	4,08E-05
CAEP 75x8	0,075	0,008	0,022728	0,001145	9,39E-07	1,77E-04	4,59E-05
CAEP 80x10	0,08	0,01	0,024067	0,001511	1,39E-06	2,45E-04	6,41E-05
CAEP 80x5	0,08	0,005	0,024494	0,000779	7,48E-07	1,32E-04	3,44E-05
CAEP 80x5,5	0,08	0,0055		0,00086			
CAEP 80x6	0,08	0,006	0,024438	0,000935	8,87E-07	1,57E-04	4,06E-05
CAEP 80x6,5	0,08	0,0065		0,001008			
CAEP 80x8	0,08	0,008	0,024268	0,001227	1,15E-06	2,03E-04	5,25E-05
CAEP 90x10	0,09	0,01		0,001713	2,02E-06	3,17E-04	8,22E-05
CAEP 90x11	0,09	0,011	0,027219	0,001872	2,18E-06	3,43E-04	8,95E-05
CAEP 90x12	0,09	0,012	0,027116	0,002029			
CAEP 90x6	0,09	0,006	0,027665	0,001057	1,28E-06	2,02E-04	5,21E-05
CAEP 90x7	0,09	0,007	0,027498	0,001224	1,47E-06	2,31E-04	5,98E-05
CAEP 90x8	0,09	0,008	0,027414	0,001389	1,66E-06	2,61E-04	6,74E-05
CAEP 90x9	0,09	0,009	0,02732	0,001552	1,84E-06	2,89E-04	7,49E-05

ANEXO A11 – QUANTIDADES MÁSSICAS DAS ESCADAS RELATIVAS AOS MODELOS 2 SEGUNDO A TIA-222-G

	A-1-1	A-1-2	A-1-3	A-1-4	A-1-5	A-2-1	A-2-2	A-2-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-2-8	A-2-9	A-3-1	A-3-2	A-3-3
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Escada: Cantoneira L-0,02	0	6	11,7	17,7	23,4	29,4	35,1	41,1	46,8	52,8	58,5	64,5	70,2	76,2	81,9	87,9	93,6
	0,3	6,3	12	18	23,7	29,7	35,4	41,4	47,1	53,1	58,8	64,8	70,5	76,5	82,2	88,2	93,9
	0,6	6,6	12,3	18,3	24	30	35,7	41,7	47,4	53,4	59,1	65,1	70,8	76,8	82,5	88,5	94,2
	0,9	6,9	12,6	18,6	24,3	30,3	36	42	47,7	53,7	59,4	65,4	71,1	77,1	82,8	88,8	94,5
	1,2	7,2	12,9	18,9	24,6	30,6	36,3	42,3	48	54	59,7	65,7	71,4	77,4	83,1	89,1	94,8
	1,5	7,5	13,2	19,2	24,9	30,9	36,6	42,6	48,3	54,3	60	66	71,7	77,7	83,4	89,4	95,1
	1,8	7,8	13,5	19,5	25,2	31,2	36,9	42,9	48,6	54,6	60,3	66,3	72	78	83,7	89,7	95,4
	2,1	8,1	13,8	19,8	25,5	31,5	37,2	43,2	48,9	54,9	60,6	66,6	72,3	78,3	84	90	95,7
	2,4	8,4	14,1	20,1	25,8	31,8	37,5	43,5	49,2	55,2	60,9	66,9	72,6	78,6	84,3	90,3	96
	2,7	8,7	14,4	20,4	26,1	32,1	37,8	43,8	49,5	55,5	61,2	67,2	72,9	78,9	84,6	90,6	96,3
	3	9	14,7	20,7	26,4	32,4	38,1	44,1	49,8	55,8	61,5	67,5	73,2	79,2	84,9	90,9	96,6
	3,3	9,3	15	21	26,7	32,7	38,4	44,4	50,1	56,1	61,8	67,8	73,5	79,5	85,2	91,2	96,9
	3,6	9,6	15,3	21,3	27	33	38,7	44,7	50,4	56,4	62,1	68,1	73,8	79,8	85,5	91,5	97,2
	3,9	9,9	15,6	21,6	27,3	33,3	39	45	50,7	56,7	62,4	68,4	74,1	80,1	85,8	91,8	97,5
	4,2	10,2	15,9	21,9	27,6	33,6	39,3	45,3	51	57	62,7	68,7	74,4	80,4	86,1	92,1	97,8
	4,5	10,5	16,2	22,2	27,9	33,9	39,6	45,6	51,3	57,3	63	69	74,7	80,7	86,4	92,4	98,1
	4,8	10,8	16,5	22,5	28,2	34,2	39,9	45,9	51,6	57,6	63,3	69,3	75	81	86,7	92,7	98,4
	5,1	11,1	16,8	22,8	28,5	34,5	40,2	46,2	51,9	57,9	63,6	69,6	75,3	81,3	87	93	98,7
	5,4	11,4	17,1	23,1	28,8	34,8	40,5	46,5	52,2	58,2	63,9	69,9	75,6	81,6	87,3	93,3	99
	5,7	11,7	17,4	23,4	29,1	35,1	40,8	46,8	52,5	58,5	64,2	70,2	75,9	81,9	87,6	93,6	99,3
	6	12	17,7	23,7	29,4	35,4	41,1	47,1	52,8	58,8	64,5	70,5	76,2	82,2	87,9	93,9	99,6
Nº de barras	20	19	20	19	20	19	20	19	20	19	20	19	20	19	20	19	20
Nº de segmentos	19	18	19	18	19	18	19	18	19	18	19	18	19	18	19	18	19
Nº de Elementos	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Área+cf	2,006076	1,77306	1,86873	1,77306	1,86873	1,77306	1,86873	1,77306	1,86873	1,77306	1,86873	1,77306	1,86873	1,77306	1,86873	1,77306	1,86873
Área Travessas-secundarias+cf	1,061382	0,996923	0,860735	0,734464	0,61811	0,511673	0,467048	0,352018	0,293841	0,222113	0,192362	0,121959	0,088574	0,051555	0,044118	0,044118	0,044118
Área total	3,067458	2,769983	2,729465	2,507524	2,48684	2,284733	2,335778	2,125078	2,162571	1,995173	2,061092	1,895019	1,957304	1,824615	1,912848	1,817178	1,912848
MassaTS	192,0812	180,4158	130,5183	131,7689	66,2806	47,17317	43,05893	26,85968	22,37453	20,08032	17,39069	7,382443	5,353865	121,3263	103,823	103,823	103,823
MassaESC	54,42345	51,5923	54,42345	51,5923	54,42345	51,5923	54,42345	51,5923	54,42345	51,5923	54,42345	51,5923	54,42345	51,5923	54,42345	51,5923	54,42345
Massa Elemento	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214	11,0214
Massa total	257,5261	243,0295	195,9631	194,3826	131,7255	109,7869	108,5038	89,47338	87,81938	82,69402	82,83554	69,99614	70,79872	183,94	169,2679	166,4367	169,2679
																	2413,447

ANEXO A12 – ESFORÇOS RELATIVOS AO VENTO SEGUNDO O NP EN 1991-1-4 PARA O MODELO 2

Estrutura – Sem gelo								
Direcção A			Direcção B			Direcção C		
Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força
5,846089	A-1-1	12,67063	5,846089	B-1-1	12,67063	5,846089	C-1-1	7,398313
11,69218	A-1-2	14,44603	11,69218	B-1-2	14,44603	11,69218	C-1-2	8,586235
17,53827	A-1-3	15,48601	17,53827	B-1-3	15,48601	17,53827	C-1-3	9,268643
23,38436	A-1-4	15,24791	23,38436	B-1-4	15,24791	23,38436	C-1-4	9,396256
29,23044	A-1-5	13,74176	29,23044	B-1-5	13,74176	29,23044	C-1-5	8,675176
35,07653	A-2-1	14,5208	35,07653	B-2-1	14,5208	35,07653	C-2-1	9,041536
40,92262	A-2-2	14,45529	40,92262	B-2-2	14,45529	40,92262	C-2-2	9,103224
46,76871	A-2-3	14,28195	46,76871	B-2-3	14,28195	46,76871	C-2-3	9,137619
52,6148	A-2-4	12,84021	52,6148	B-2-4	12,84021	52,6148	C-2-4	8,292692
58,46089	A-2-5	11,92248	58,46089	B-2-5	11,92248	58,46089	C-2-5	7,613914
64,30698	A-2-6	12,65084	64,30698	B-2-6	12,65084	64,30698	C-2-6	8,040558
70,15307	A-2-7	10,98607	70,15307	B-2-7	10,98607	70,15307	C-2-7	7,621497
75,99915	A-2-8	9,579399	75,99915	B-2-8	9,579399	75,99915	C-2-8	6,758923
81,84524	A-2-9	9,023977	81,84524	B-2-9	9,023977	81,84524	C-2-9	7,275952
87,69133	A-3-1	8,123106	87,69133	B-3-1	8,123106	87,69133	C-3-1	7,434902
93,53742	A-3-2	7,262641	93,53742	B-3-2	7,262641	93,53742	C-3-2	5,745006
99,38351	A-3-3	6,791687	99,38351	B-3-3	6,791687	99,38351	C-3-3	4,759745

Escada								
Direcção A			Direcção B			Direcção C		
Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força
5,846089	A-1-1	1,637605	5,846089	B-1-1	2,256135	5,846089	C-1-1	2,256135
11,69218	A-1-2	2,466039	11,69218	B-1-2	2,466039	11,69218	C-1-2	1,761277
17,53827	A-1-3	2,778273	17,53827	B-1-3	2,778273	17,53827	C-1-3	2,047024
23,38436	A-1-4	2,811394	23,38436	B-1-4	2,811394	23,38436	C-1-4	2,081304
29,23044	A-1-5	2,688727	29,23044	B-1-5	2,688727	29,23044	C-1-5	2,261352
35,07653	A-2-1	2,5937	35,07653	B-2-1	2,5937	35,07653	C-2-1	2,229385
40,92262	A-2-2	2,769532	40,92262	B-2-2	2,769532	40,92262	C-2-2	2,425298
46,76871	A-2-3	2,643023	46,76871	B-2-3	2,643023	46,76871	C-2-3	2,362468
52,6148	A-2-4	2,764121	52,6148	B-2-4	2,764121	52,6148	C-2-4	2,543486
58,46089	A-2-5	2,665325	58,46089	B-2-5	2,665325	58,46089	C-2-5	2,466315
64,30698	A-2-6	2,955825	64,30698	B-2-6	2,955825	64,30698	C-2-6	2,662719
70,15307	A-2-7	2,678791	70,15307	B-2-7	2,678791	70,15307	C-2-7	2,552215
75,99915	A-2-8	2,824159	75,99915	B-2-8	2,824159	75,99915	C-2-8	2,729525
81,84524	A-2-9	2,68315	81,84524	B-2-9	2,68315	81,84524	C-2-9	2,625152
87,69133	A-3-1	2,854772	87,69133	B-3-1	2,854772	87,69133	C-3-1	2,804438
93,53742	A-3-2	2,738921	93,53742	B-3-2	2,738921	93,53742	C-3-2	2,695211
99,38351	A-3-3	2,919372	99,38351	B-3-3	2,919372	99,38351	C-3-3	2,875126

Antena		
Direcção A		Direcção B
Força		Força
1,420052728		0,165079394

Estrutura – Com gelo								
Direcção A			Direcção B			Direcção C		
Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força
5,846089	A-1-1	14,87167	5,846089	B-1-1	14,87167	5,846089	C-1-1	8,4435
11,69218	A-1-2	17,02882	11,69218	B-1-2	17,02882	11,69218	C-1-2	9,836013
17,53827	A-1-3	18,21462	17,53827	B-1-3	18,21462	17,53827	C-1-3	10,63354
23,38436	A-1-4	18,0965	23,38436	B-1-4	18,0965	23,38436	C-1-4	10,85584
29,23044	A-1-5	16,75073	29,23044	B-1-5	16,75073	29,23044	C-1-5	10,18752
35,07653	A-2-1	17,89944	35,07653	B-2-1	17,89944	35,07653	C-2-1	10,78672
40,92262	A-2-2	17,73038	40,92262	B-2-2	17,73038	40,92262	C-2-2	10,91966
46,76871	A-2-3	17,43136	46,76871	B-2-3	17,43136	46,76871	C-2-3	11,06068
52,6148	A-2-4	15,96508	52,6148	B-2-4	15,96508	52,6148	C-2-4	10,2181
58,46089	A-2-5	14,94177	58,46089	B-2-5	14,94177	58,46089	C-2-5	9,550631
64,30698	A-2-6	15,38117	64,30698	B-2-6	15,38117	64,30698	C-2-6	10,28088
70,15307	A-2-7	13,68527	70,15307	B-2-7	13,68527	70,15307	C-2-7	10,20613
75,99915	A-2-8	12,18476	75,99915	B-2-8	12,18476	75,99915	C-2-8	9,5516
81,84524	A-2-9	11,57559	81,84524	B-2-9	11,57559	81,84524	C-2-9	11,26319
87,69133	A-3-1	11,23397	87,69133	B-3-1	11,23397	87,69133	C-3-1	12,7818
93,53742	A-3-2	10,32168	93,53742	B-3-2	10,32168	93,53742	C-3-2	9,861584
99,38351	A-3-3	10,14258	99,38351	B-3-3	10,14258	99,38351	C-3-3	8,292447

ANEXO A13 – ESFORÇOS RELATIVOS AO VENTO SEGUNDO O NP EN 1991-1-4 PARA O **MODELO 1**

Estrutura – Sem gelo								
Direcção A			Direcção B			Direcção C		
Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força
5,846089	A-1-1	14,42248	5,846089	B-1-1	14,42248	5,846089	C-1-1	8,409103
11,69218	A-1-2	16,49507	11,69218	B-1-2	16,49507	11,69218	C-1-2	9,799033
17,53827	A-1-3	17,6421	17,53827	B-1-3	17,6421	17,53827	C-1-3	10,60065
23,38436	A-1-4	16,46336	23,38436	B-1-4	16,46336	23,38436	C-1-4	9,822799
29,23044	A-1-5	15,60857	29,23044	B-1-5	15,60857	29,23044	C-1-5	9,676207
35,07653	A-2-1	13,95654	35,07653	B-2-1	13,95654	35,07653	C-2-1	9,219327
40,92262	A-2-2	13,93055	40,92262	B-2-2	13,93055	40,92262	C-2-2	9,330371
46,76871	A-2-3	12,71907	46,76871	B-2-3	12,71907	46,76871	C-2-3	8,561332
52,6148	A-2-4	11,66562	52,6148	B-2-4	11,66562	52,6148	C-2-4	7,861734
58,46089	A-2-5	10,77029	58,46089	B-2-5	10,77029	58,46089	C-2-5	7,189348
64,30698	A-2-6	11,61195	64,30698	B-2-6	11,61195	64,30698	C-2-6	7,608547
70,15307	A-2-7	10,02262	70,15307	B-2-7	10,02262	70,15307	C-2-7	7,194064
75,99915	A-2-8	8,567066	75,99915	B-2-8	8,567066	75,99915	C-2-8	6,294301
81,84524	A-2-9	8,123124	81,84524	B-2-9	8,123124	81,84524	C-2-9	6,726423
87,69133	A-3-1	7,678033	87,69133	B-3-1	7,678033	87,69133	C-3-1	7,118247
93,53742	A-3-2	7,025631	93,53742	B-3-2	7,025631	93,53742	C-3-2	5,614352
99,38351	A-3-3	6,782839	99,38351	B-3-3	6,782839	99,38351	C-3-3	4,753543

Escada								
Direcção A			Direcção B			Direcção C		
Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força
5,846089	A-1-1	1,635471	5,846089	B-1-1	2,253196	5,846089	C-1-1	2,253196
11,69218	A-1-2	2,462826	11,69218	B-1-2	2,462826	11,69218	C-1-2	1,758982
17,53827	A-1-3	2,774653	17,53827	B-1-3	2,774653	17,53827	C-1-3	2,044357
23,38436	A-1-4	2,807731	23,38436	B-1-4	2,807731	23,38436	C-1-4	2,078592
29,23044	A-1-5	2,685224	29,23044	B-1-5	2,685224	29,23044	C-1-5	2,258406
35,07653	A-2-1	2,590321	35,07653	B-2-1	2,590321	35,07653	C-2-1	2,226481
40,92262	A-2-2	2,765924	40,92262	B-2-2	2,765924	40,92262	C-2-2	2,422138
46,76871	A-2-3	2,63958	46,76871	B-2-3	2,63958	46,76871	C-2-3	2,35939
52,6148	A-2-4	2,76052	52,6148	B-2-4	2,76052	52,6148	C-2-4	2,540172
58,46089	A-2-5	2,661853	58,46089	B-2-5	2,661853	58,46089	C-2-5	2,463101
64,30698	A-2-6	2,951974	64,30698	B-2-6	2,951974	64,30698	C-2-6	2,65925
70,15307	A-2-7	2,675301	70,15307	B-2-7	2,675301	70,15307	C-2-7	2,54889
75,99915	A-2-8	2,832362	75,99915	B-2-8	2,832362	75,99915	C-2-8	2,727351
81,84524	A-2-9	2,679655	81,84524	B-2-9	2,679655	81,84524	C-2-9	2,621732
87,69133	A-3-1	2,851053	87,69133	B-3-1	2,851053	87,69133	C-3-1	2,800784
93,53742	A-3-2	2,743585	93,53742	B-3-2	2,743585	93,53742	C-3-2	2,692656
99,38351	A-3-3	2,923902	99,38351	B-3-3	2,923902	99,38351	C-3-3	2,872349

ANEXO A14 – ESFORÇOS RELATIVOS AO VENTO SEGUNDO A TIA-222-G PARA O MODELO 2

Estrutura – Sem gelo								
Direcção A			Direcção B			Direcção C		
Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força
5,84608885	A-1-1	12,65778288	5,846088846	B-1-1	14,44357	5,846089	C-1-1	7,092635
11,6921777	A-1-2	13,59654239	11,69217769	B-1-2	13,76934	11,69218	C-1-2	7,864101
17,5382665	A-1-3	14,37838271	17,53826654	B-1-3	14,53087	17,53827	C-1-3	8,433259
23,3843554	A-1-4	14,22949228	23,38435538	B-1-4	14,41992	23,38436	C-1-4	8,200947
29,2304442	A-1-5	14,27989974	29,23044423	B-1-5	14,42654	29,23044	C-1-5	8,399857
35,0765331	A-2-1	14,9916809	35,07653307	B-2-1	15,15687	35,07653	C-2-1	8,805698
40,9226219	A-2-2	14,78286844	40,92262192	B-2-2	14,8941	40,92262	C-2-2	8,906379
46,7687108	A-2-3	13,69748917	46,76871076	B-2-3	13,82021	46,76871	C-2-3	8,169022
52,6147996	A-2-4	12,94339855	52,61479961	B-2-4	12,97659	52,6148	C-2-4	8,070687
58,4608885	A-2-5	12,63526043	58,46088846	B-2-5	12,61738	58,46089	C-2-5	8,156755
64,3069773	A-2-6	12,32479826	64,3069773	B-2-6	12,2557	64,30698	C-2-6	8,311539
70,1530661	A-2-7	10,82266663	70,15306615	B-2-7	10,75421	70,15307	C-2-7	7,344459
75,999155	A-2-8	10,52670012	75,99915499	B-2-8	10,40919	75,99915	C-2-8	7,677113
81,8452438	A-2-9	9,356872393	81,84524384	B-2-9	9,293262	81,84524	C-2-9	6,77945
87,6913327	A-3-1	7,864033155	87,69133268	B-3-1	7,67195	87,69133	C-3-1	6,169621
93,5374215	A-3-2	6,16984332	93,53742153	B-3-2	6,872485	93,53742	C-3-2	4,075173
99,3835104	A-3-3	5,835375729	99,38351037	B-3-3	5,950823	99,38351	C-3-3	3,24162

Escada								
Direcção A			Direcção B			Direcção C		
Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força
5,846089	A-1-1	4,733254	5,846089	B-1-1	6,886426	5,846089	C-1-1	3,412561
11,69218	A-1-2	3,203475	11,69218	B-1-2	3,17399	11,69218	C-1-2	3,073121
17,53827	A-1-3	3,590924	17,53827	B-1-3	3,528463	17,53827	C-1-3	3,002337
23,38436	A-1-4	3,573778	23,38436	B-1-4	3,497747	23,38436	C-1-4	3,009236
29,23044	A-1-5	3,705392	29,23044	B-1-5	3,595386	29,23044	C-1-5	3,147964
35,07653	A-2-1	3,521326	35,07653	B-2-1	3,398216	35,07653	C-2-1	3,008118
40,92262	A-2-2	3,704698	40,92262	B-2-2	3,557127	40,92262	C-2-2	3,180286
46,76871	A-2-3	3,455359	46,76871	B-2-3	3,295988	46,76871	C-2-3	2,99529
52,6148	A-2-4	3,582098	52,6148	B-2-4	3,30149	52,6148	C-2-4	3,126134
58,46089	A-2-5	3,356987	58,46089	B-2-5	3,164951	58,46089	C-2-5	2,948923
64,30698	A-2-6	3,520209	64,30698	B-2-6	3,30511	64,30698	C-2-6	3,109141
70,15307	A-2-7	3,284904	70,15307	B-2-7	3,066379	70,15307	C-2-7	2,925657
75,99915	A-2-8	3,435418	75,99915	B-2-8	3,19323	75,99915	C-2-8	3,079762
81,84524	A-2-9	3,247685	81,84524	B-2-9	3,008349	81,84524	C-2-9	2,926648
87,69133	A-3-1	3,461147	87,69133	B-3-1	3,203621	87,69133	C-3-1	3,119607
93,53742	A-3-2	3,387719	93,53742	B-3-2	3,094924	93,53742	C-3-2	3,010714
99,38351	A-3-3	3,569595	99,38351	B-3-3	3,305547	99,38351	C-3-3	3,219354

Antena		
Direcção A		Direcção B
Força		Força
1,848614838		1,703165322
		Direcção C
		Força
		1,67736016

ANEXO A15 – ESFORÇOS RELATIVOS AO VENTO SEGUNDO A TIA-222-G PARA O MODELO 2 PARA UMA CLASSE II

Estrutura – Com gelo								
Direcção A			Direcção B			Direcção C		
Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força
5,84608885	A-1-1	15,2763706	5,846088846	B-1-1	15,69705	5,846089	C-1-1	8,370956
11,6921777	A-1-2	16,76239752	11,69217769	B-1-2	17,15521	11,69218	C-1-2	9,442693
17,5382665	A-1-3	17,82627555	17,53826654	B-1-3	18,20704	17,53827	C-1-3	10,2058
23,3843554	A-1-4	17,8630223	23,38435538	B-1-4	18,28079	23,38436	C-1-4	10,09224
29,2304442	A-1-5	18,02595155	29,23044423	B-1-5	18,39472	29,23044	C-1-5	10,41721
35,0765331	A-2-1	19,35940031	35,07653307	B-2-1	19,7916	35,07653	C-2-1	11,15607
40,9226219	A-2-2	19,15771875	40,92262192	B-2-2	19,52056	40,92262	C-2-2	11,38974
46,7687108	A-2-3	18,06420579	46,76871076	B-2-3	18,42057	46,76871	C-2-3	10,68808
52,6147996	A-2-4	17,28918454	52,61479961	B-2-4	17,53655	52,6148	C-2-4	10,73953
58,4608885	A-2-5	16,89711639	58,46088846	B-2-5	17,06891	58,46089	C-2-5	11,04613
64,3069773	A-2-6	16,50384171	64,3069773	B-2-6	16,59723	64,30698	C-2-6	11,56261
70,1530661	A-2-7	14,93787973	70,15306615	B-2-7	15,0059	70,15307	C-2-7	10,72822
75,999155	A-2-8	14,58911032	75,99915499	B-2-8	14,57447	75,99915	C-2-8	11,923
81,8452438	A-2-9	13,34831918	81,84524384	B-2-9	13,35111	81,84524	C-2-9	11,64227
87,6913327	A-3-1	12,70734011	87,69133268	B-3-1	12,64746	87,69133	C-3-1	11,18238
93,5374215	A-3-2	10,93236962	93,53742153	B-3-2	11,03016	93,53742	C-3-2	8,158203
99,3835104	A-3-3	7,600656194	99,38351037	B-3-3	11,21849	99,38351	C-3-3	6,859592

Escada –Com gelo								
Direcção A			Direcção B			Direcção C		
Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força	Altura	Condição	Força
5,846089	A-1-1	7,003852	5,846089	B-1-1	4,477861	5,846089	C-1-1	5,716985
11,69218	A-1-2	3,525023	11,69218	B-1-2	3,546551	11,69218	C-1-2	2,854854
17,53827	A-1-3	3,952233	17,53827	B-1-3	3,946978	17,53827	C-1-3	3,226267
23,38436	A-1-4	3,953824	23,38436	B-1-4	3,936556	23,38436	C-1-4	3,245738
29,23044	A-1-5	4,085923	29,23044	B-1-5	4,035556	29,23044	C-1-5	3,384444
35,07653	A-2-1	3,878478	35,07653	B-2-1	3,811601	35,07653	C-2-1	3,235026
40,92262	A-2-2	4,039363	40,92262	B-2-2	3,947183	40,92262	C-2-2	3,392633
46,76871	A-2-3	3,778568	46,76871	B-2-3	3,671825	46,76871	C-2-3	3,200256
52,6148	A-2-4	3,876346	52,6148	B-2-4	3,740672	52,6148	C-2-4	3,31274
58,46089	A-2-5	3,621869	58,46089	B-2-5	3,476424	58,46089	C-2-5	3,121751
64,30698	A-2-6	3,7447	64,30698	B-2-6	3,57359	64,30698	C-2-6	3,262553
70,15307	A-2-7	3,48138	70,15307	B-2-7	3,302686	70,15307	C-2-7	3,059911
75,99915	A-2-8	3,590009	75,99915	B-2-8	3,384825	75,99915	C-2-8	3,198416
81,84524	A-2-9	3,366073	81,84524	B-2-9	3,159176	81,84524	C-2-9	3,024805
87,69133	A-3-1	3,56132	87,69133	B-3-1	3,335998	87,69133	C-3-1	3,196533
93,53742	A-3-2	3,443199	93,53742	B-3-2	3,227627	93,53742	C-3-2	3,080471
99,38351	A-3-3	3,67034	99,38351	B-3-3	3,439274	99,38351	C-3-3	3,280173

ANEXO A16 – ALGUNS PARAMETROS VARIÁVEIS AO LONGO DA ALTURA SEGUNDO O NP EN 1991-1-4 PARA O MODELO 2

	Altura	cr	vm	lv	qp	ce(z)	CsCd	cfs	cfa	cfs0 (Direcção A)
A-1-1	5,846089	0,904686	24,42652	0,210018	921,1321	2,021689	0,842212	1,957934	1,278768	1,957934106
A-1-2	11,69218	1,036384	27,98237	0,18333	1117,412	2,452482		1,923602	1,278768	1,923602342
A-1-3	17,53827	1,113422	30,0624	0,170645	1239,556	2,720561		1,892372	1,278768	1,89237201
A-1-4	23,38436	1,168082	31,53821	0,16266	1329,497	2,917964		1,859012	1,278768	1,859012407
A-1-5	29,23044	1,210479	32,68294	0,156963	1401,137	3,075197		1,795298	1,278768	1,795297648
A-2-1	35,07653	1,24512	33,61825	0,152596	1460,886	3,206334		1,770311	1,278768	1,770310565
A-2-2	40,92262	1,274409	34,40904	0,149089	1512,257	3,319082		1,730043	1,278768	1,730043316
A-2-3	46,76871	1,29978	35,09406	0,146179	1557,388	3,418135		1,686449	1,278768	1,686449493
A-2-4	52,6148	1,322159	35,69828	0,143704	1597,683	3,506574		1,683843	1,278768	1,68384283
A-2-5	58,46089	1,342177	36,23878	0,141561	1634,115	3,586535		1,684871	1,278768	1,684870878
A-2-6	64,30698	1,360286	36,72772	0,139677	1667,386	3,659559		1,639156	1,278768	1,639155805
A-2-7	70,15307	1,376818	37,17409	0,137999	1698,022	3,726797		1,559204	1,278768	1,559204171
A-2-8	75,99915	1,392026	37,58471	0,136492	1726,423	3,789132		1,535573	1,278768	1,53557341
A-2-9	81,84524	1,406107	37,96489	0,135125	1752,907	3,847259		1,462316	1,278768	1,462315942
A-3-1	87,69133	1,419216	38,31882	0,133877	1777,725	3,901729		1,448488	1,278768	1,448487712
A-3-2	93,53742	1,431478	38,6499	0,13273	1801,083	3,952994		1,516297	1,278768	1,516297138
A-3-3	99,38351	1,442997	38,96091	0,13167	1823,149	4,001424		1,33191	0,148655	1,350235387