U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ESTUDO PARAMÉTRICO DE TORRES TRELIÇADAS

COMPARAÇÃO DE ESQUEMAS DE CONTRAVENTAMENTO

LUÍS MIGUEL RAMOS GUIMARÃES DE BARROS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel de Menezes e Carneiro de Barros

OUTUBRO DE 2020

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2019/2020

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 - 2019/2020 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2020*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo 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 eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha família

“Essentially, all models are wrong, but some are useful.”

George E. P. Box

AGRADECIMENTOS

Com a conclusão desta dissertação, termina o meu percurso académico. É com muito orgulho que vejo este ciclo concluir-se depois de muitos anos de dedicação, de trabalho, com momentos de muita alegria, mas também com momentos difíceis, tudo situações que me fizeram o que sou hoje.

Começo pelo Professor Dr. Rui Carneiro de Barros, o meu orientador neste trabalho, pela sua sabedoria, conhecimentos e conselhos que me transmitiu. Também pelo incentivo, disponibilidade, empenho e boa disposição que teve comigo, fundamentais para a realização desta dissertação, realizada em circunstâncias adversas, consequência da situação vivida neste ano de 2020.

Um agradecimento à empresa IRMÃOS SILVAS SA – METALOGALVA, na pessoa do engenheiro Hélder Costa, como representante da empresa responsável no contacto comigo e ao engenheiro José Eduardo Barros que, apesar de todos os constrangimentos vividos, me deu todo o auxílio possível para atingir os objetivos finais.

A todos os professores, em particular aos da Secção de Estruturas, que me acompanharam ao longo deste percurso académico e me transmitiram os conhecimentos fundamentais para a realização deste trabalho e da vida profissional que me espera.

Aos meus amigos Chambel, Daniel, Diogo, Duarte, Ivan, Jorge, Rocha, Sá, Vinagre, Tomé e Zé Gonçalves, que foram do melhor que a faculdade me deu, agradeço a amizade e companheirismo, apoio e motivação que me derem ao longo deste percurso académico.

Aos meus amigos de sempre, verdadeiros irmãos de coração, que me apoiaram e me deram confiança. Foram e sempre serão o meu apoio e com quem eu poderei contar em todas as circunstâncias.

Por fim, um agradecimento especial à minha família, aos meus pais e à minha irmã por todo o apoio incondicional e todo amor que sempre me deram. Acreditando em mim e tornando possível o realizar do meu sonho de criança, ser Engenheiro.

Muito obrigado a todos.

RESUMO

O desenvolvimento do setor das telecomunicações e os avanços das tecnologias da comunicação foram fundamentais para a globalização da sociedade atual. A resposta a esta necessidade de comunicação constante está assente numa rede de estruturas que permite o funcionamento ininterrupto dos sistemas de comunicação. Entre estas estruturas estão as torres de telecomunicações, elementos fundamentais para o funcionamento do sistema. Pelo que, dada a importância e procura por estas estruturas, é de grande necessidade que haja um conhecimento profundo destas estruturas, de forma a se encontrarem soluções economicamente mais viáveis e seguras.

Assim, neste trabalho, proposto pela IRMÃOS SILVAS S.A. – METALOGALVA, foi efetuado um estudo paramétrico de torres treliçadas, com o objetivo de estudar diferentes esquemas de Contraventamento, tendo como ação condicionante a ação do vento. Neste estudo, foram analisados três parâmetros distintos, para isso foram desenvolvidas cinco torres modelo, a partir de um modelo de uma torre fornecida pela Metalogalva, recorrendo ao programa *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019*, sendo divididas em três grupos de estudo, para cada parâmetro. Após o processo de dimensionamento das torres modelo e realizadas as verificações de segurança, foi realizada uma análise comparativa entre as várias torres modelo e a torre original fornecida pela Metalogalva, de forma a compreender quais os efeitos que as alterações nos sistemas Contraventamento provocam na resposta estrutural das torres modelo.

Foi, ainda, realizado um estudo suplementar, idêntico ao estudo principal, para se avaliarem os efeitos da esbelteza em estruturas deste tipo. Sendo que, partindo da torre modelo original, foram desenvolvidos dois modelos de esbeltezas diferentes, para depois serem sujeitos a uma análise comparativa.

Por fim, foi realizado um cálculo da ação do vento para a torre original, fornecida pela Metalgalva, com a finalidade de comparar os valores obtidos pelo método de cálculo realizado pelo autor e pelo método de cálculo realizado pela Metalogalva, uma vez que para a elaboração do estudo, as ações nas torres modelo foram aplicadas pela Metalogalva.

PALAVRAS-CHAVE: Torres de treliçadas, ação do vento, EN 1991-1-4, EN 1993-3-1, estudo paramétrico.

ABSTRACT

The development of the telecommunications sector and the advances in communication technologies were fundamental to the globalization of today's society. The answer to this constant communication need is based on a network of structures that allows the ininterrupted functioning of the communication systems. Among these structures are the telecommunications towers, which are fundamental elements for the functioning of the system. Therefore, given the importance and demand for these structures, there is a great need for a deep knowledge of these structures, in order to find more economically viable and safe solutions.

Thus, in this work, proposed by IRMÃOS SILVAS S.A. - METALOGALVA, a parametric study of latticed towers was carried out, with the objective of studying different bracing systems schemes, with the wind loading as a conditioning action. In this study three different parameters were analyzed, for this purpose five model towers were developed from a model of a tower provided by Metalogalva, using the software Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019, being divided into three study groups, for each parameter. After the dimensioning process of the model towers and security checks were carried out, a comparative analysis was carried out between the various model towers and the original tower provided by Metalogalva, in order to understand what effects the changes in the bracing systems have on the structural response of the model towers.

A supplementary study was also carried out, identical to the main study, to evaluate the effects of slenderness in this type structures. Thus, starting from the original model tower, two models of different slenderness were developed, to later be subjected to a comparative analysis.

Finally, a calculation was made of the wind loading for the original tower, provided by Metalgalva, in order to compare the values obtained by the calculation method performed by the author and the calculation method performed by Metalogalva, since for the elaboration in the study, the actions in the model towers were applied by Metalogalva.

KEYWORDS: Lattice towers, wind loading action, EN 1991-1-4, EN 1993-3-1, parametric study.

TABLE OF CONTENTS

AGRADECIMENTOS v

RESUMO vii

ABSTRACT ix

1 INTRODUÇÃO 1

1.1 ENQUADRAMENTO GERAL 1

1.2 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO 1

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO 2

2 TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES 3

2.1 CONSIDERAÇÕES 3

2.2 PRINCIPAIS MOTIVOS DE FALHAS NAS TORRES 6

2.3 TIPOS DE TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES EXISTENTES 8

2.3.1 TORRES DE MADEIRA 8

2.3.2 TORRES DE BETÃO ARMADO 8

2.3.3 TORRES METÁLICAS 9

2.4 ACESSÓRIOS E EQUIPAMENTOS 12

2.4.1 ESCADAS 12

2.4.2 PLATAFORMAS DE TRABALHOS 13

2.4.3 INTERFACES METÁLICOS 13

2.4.4 ANTENAS DE TELECOMUNICAÇÕES 14

2.4.5 OUTROS ACESSÓRIOS 14

3 AÇÃO REGULAMENTAR DO VENTO SEGUNDO OS EUROCÓDIGO 1, PARTE 1-4 E EUROCÓDIGO 3, PARTE 3-1 17

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS 17

3.2 AÇÃO DO VENTO SEGUNDO A EN 1991-1-4 17

3.2.1 VELOCIDADE DO VENTO E PRESSÃO DINÂMICA DE PICO 18

3.2.1.1 Velocidade média do vento 18

3.2.1.2 Intensidade de turbulência do vento 21

3.2.1.3 Pressão dinâmica de pico 22

3.2.2 FORÇA EXERCIDA PELO VENTO 23

3.2.3 COEFICIENTE ESTRUTURAL 23

3.2.3.1 Coeficiente de resposta quase-elástica 24
3.2.3.2 Coeficiente de resposta em ressonância 25
3.2.3.3 Fator de pico 28
3.2.4 AÇÃO DO VENTO E COEFICIENTE DE FORÇA SEGUNDO A EN 1993-3-1 29
3.2.4.1 Força média 29
3.2.4.2 Coefeiciente de força 31
3.2.4.3 Classes de fiabilidade 37
3.3 AÇÃO DO GELO E COMBINAÇÃO DA AÇÃO DO VENTO COM A AÇÃO DO GELO 38
3.3.1 AÇÃO DO VENTO 38
3.3.2 COMBINAÇÃO DA AÇÃO DO GELO COM A AÇÃO DO VENTO 40
4 DISPOSIÇÕES REGULAMENTARES NECESSÁRIAS AO DIMENSIONAMENTO 41
4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS 41
4.2 CLASSIFICAÇÃO DA ESTRUTURA 42
4.2.1 EFEITOS DE 2º ORDEM 42
4.2.2 CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES 43
4.3 IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS 45
4.4 MÉTODO DE ANÁLISE 47
4.5 ENCURVADURA 48
4.5.1 ENCURVADURA POR FLEXÃO DE ELEMENTOS À COMPRESSÃO 48
4.5.2 ENCURVADURA LATERAL 49
4.5.3 DIMENSIONAMENTO À COMPRESSÃO SIMPLES 49
4.5.3.1 Fator de esbelteza efativa K 53
4.5.3.2 Comprimento de encurvadura e esbelteza 55
4.5.4 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES 59
4.5.5 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO COMPOSTA 61
5 CONCEPÇÃO DO ESTUDO PARAMÉTRICO 65
5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS 65
5.2 MODELOS ESTUDADOS 66
5.2.1 TORRE ORIGINAL 67
5.2.2 TORRE MODELO A 71
5.2.3 TORRE MODELO B 72
5.2.4 TORRE MODELO C 77
5.2.5 TORRE MODELO D 80
5.2.6 TORRE MODELO E 84

5.2.7 DESCRIÇÃO DO PROCESSO ITERATIVO 88
5.3 AÇÃO DO VENTO 89
5.3.1 CÁLCULO DA AÇÃO DO VENTO 90
5.3.1.1 Velocidade do vento e pressão dinâmica 90
5.3.1.2 Coeficiente de força do vento 92
5.3.1.3 Coeficientes estruturais 93
5.3.1.4 Forças do vento 95
5.3.1.5 Força do vento nas estruturas auxiliares 97
5.3.2 COMBINAÇÃO DE AÇÕES 97
6 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MODELOS E DISCUSSÃO DE RESULTADOS 101
6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS 101
6.2 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS MODELOS 101
6.2.1 RESULTADOS DA ANÁLISE DA TORRE ORIGINAL 101
6.2.2 RESULTADOS DA ANÁLISE DA TORRE MODELO A 105
6.2.3 RESULTADOS DA ANÁLISE DA TORRE MODELO B 107
6.2.4 RESULTADOS DA ANÁLISE DA TORRE MODELO C 109
6.2.5 RESULTADOS DA ANÁLISE DA TORRE MODELO D 111
6.2.6 RESULTADOS DA ANÁLISE DA TORRE MODELO E 113
6.2.7 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MODELOS POR PARAMÊTRO 115
6.2.7.1 Análise comparativa entre as torres modelo B e C 115
6.2.7.2 Análise comparativa entre as torres modelo D e E 118
6.2.8 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE TORRES MODELO E A TORRE ORIGINAL 120
6.3 ANÁLISE COMPARATIVA DAS AÇÕES DO VENTO 126
6.4 SOLUÇÕES ALTERNATIVAS DE ESBELTEZA 128
6.4.1 TORRE ESBELTA A 129
6.4.2 TORRE ESBELTA B 131
6.4.3 ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS DAS TORRES ESBELTAS 134
7 CONCLUSÃO 141
7.1 CONCLUSÕES 141
7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 142

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Torres de Telecomunicações (“Torres Metálicas | Fapriferro” n.d.). 3

Figura 2.2 - Cobertura de duas torres de diferentes alturas (adaptado de (Smith 2007)) 5

Figura 2.3 - Rutura de uma torre (“Telecom Knowledge and Experience Sharing: Telecom Tower Collapse” n.d.) 6

Figura 2.4 - Acumulação de gelo numa torre (“NB SERIES - Saman Niroo” n.d.)..... 7

Figura 2.5 - Torre de telemocumonicações em betão armado (*CN Tower Web Site* n.d.) 8

Figura 2.6 - Torre treliçada autoportante (“Torre Autoportante 30 Metros (Telecom)” n.d.) 9

Figura 2.7 - Torre estaiada (“Torre Guyed - Torre de Comunicação,Torre Da Estrutura,Fabricante de Torre Auto-Apoio - ESTRUTURA Kehang METAL COMPANY” n.d.)..... 10

Figura 2.8 - Torre treliçada quadrangular (esquerda) (“Torre Autoportante Quadrada 60 Metros Internet & Rádio” n.d.) e torre trellçada triangular (direita) (“Modelo de Projeto de Torre Autoportante” n.d.) . 11

Figura 2.9 - Mastro metálico de telecomunicações (“Image: Cellphonetowerlocations.Jpg Cell Phones | LoveToKnow” n.d.) 12

Figura 2.10 - Linha de vida (esquerda) (“Linha de Vida Para Escada Marinheiro | Dois Dez” n.d.) e carril guia (direita) (Xavier De Brito Machado, n.d.) 13

Figura 2.11 - Interface tipo cabeço triangular (esquerda), interface tipo estrela (centro) e interface com braços de afastamento fixos à plataforma (direita), (adaptado de (Xavier De Brito Machado, n.d.)) ... 13

Figura 2.12 - Sistema de plataforma e anel superior (Xavier De Brito Machado, n.d.) 14

Figura 2.13 - exemplos de antenas de telecomunicações (Xavier De Brito Machado, n.d.) 14

Figura 2.14 - Sistema de para-raios e sinalizador luminoso (“Foto 6 de 6 de Acessórios Torres” n.d.)15

Figura 3.1 - Avaliação da rugosidade do terreno 21

Figura 3.2 - coeficiente de exposição em função da altura..... 22

Figura 3.3 - Formas gerais das construções abrangidas pelo método de cálculo..... 24

Figura 3.4 - Valores de decremento Logarítmico de amortecimento estrutural, δ_s..... 28

Figura 3.5 - Fator de pico 29

Figura 3.6 - Casos de carga, adaptado de..... 31

Figura 3.7 - Área projetada dos painéis 32

Figura 3.8 - Exemplo de estrutura treliçada 34

Figura 3.9 - Fatores de incidência do vento mais comuns..... 35

Figura 3.10 - Coeficientes típicos de componentes individuais 37

Figura 3.11 - Fatores de redução de elementos não estruturais 37

Figura 3.12 - Modelo de deposição do gelo do tipo esmalte..... 40

Figura 4.1 - Comportamento das secções à flexão, adaptado de (Simões 2014) 44

Figura 4.2 - Limites máximos dos rácios largura-espessura para componentes comprimidos (IPQ 2010b) 45

Figura 4.3 - Imperfeição global da estrutura, φ, e forças equivalentes, adaptado de (IPQ 2010b)..... 47

Figura 4.4 - Deformação lateral de um elemento esbelto submetido a uma carga de compressão, P, superior à crítica, Pcr (encurvadura) (Alonso et al. 2015) 48

Figura 4.5 - Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal (adaptado de (IPQ 2010b) 51

Figura 4.6 - Elementos compostos por perfis pouco afastados (IPQ 2010b) 52

Figura 4.7 - Elementos compostos por cantoneiras dispostas em cruz (IPQ 2010b)..... 52

Figura 4.8 - Fator de esbelteza efetiva, k, para montantes (CEN 2006) 54

Figura 4.9 - fator de esbelteza efetiva, k, para diagonais e travessas (CEN 2006) 55

Figura 4.10 - Padrões tipo de sistemas de contraventamento (CEN 2006) 57

Figura 4.11 - Sistemas de contraventamento secundários (CEN 2006)..... 58

Figura 4.12 - Tipos de contraventamento plano (CEN 2006) 59

Figura 4.13 - Curvas de encurvadura lateral recomendadas (IPQ 2010b) 60

Figura 4.14 - Fatores C_1, C_2 e C_3 para diferentes carregamentos (IPQ 2010b) 61

Figura 4.15 - Fatores de interação Kij para elementos não suscetíveis à deformação por torção (IPQ 2010b) 62

Figura 4.16 - Fatores de interação Kij para elementos suscetíveis à deformação por torção (IPQ 2010b) 63

Figura 5.1 - Representação da Torre Original (Metalogalva, n.d.) 68

Figura 5.2 - Alçado da Torre modelo A. 72

Figura 5.3 - Alçado da Torre Modelo B. 73

Figura 5.4 - Alçado da Torre Modelo C. 77

Figura 5.5 - Alçado da Torre Modelo D. 81

Figura 5.6 - Alçado da Torre Modelo E. 85

Figura 5.7 - Distinção entre área efetiva e área de superfície 97

Figura 6.1 - Combinação de ações para o estado limite último – esforços. 102

Figura 6.2 - Combinação de ações para o estado limite último – deslocamentos. 104

Figura 6.3 - Valores de Fx. 120

Figura 6.4 - Valores de Fy. 121

Figura 6.5 - Valores de Fz. 121

Figura 6.6 - Momentos Fletores Mx na Base. 122

Figura 6.7 - Momentos Fletores My na Base. 122

Figura 6.8 - Valores do deslocamento horizontal para o estado limite último. 124

Figura 6.9 - Valores da rotação para o estado limite último. 124
Figura 6.10 - Valores do deslocamento horizontal para o estado limite de serviço. 125
Figura 6.11 - Valores da rotação para o estado limite de serviço. 125
Figura 6.12 - Reações nos apoios Fx. 135
Figura 6.13 - reações nos apoios Fy. 136
Figura 6.14 - Reações nos apoios Fz. 136
Figura 6.15 - Momentos fletores Mx. 137
Figura 6.16 - Momentos fletores My. 137
Figura 6.17 – Deslocamentos horizontais para o estado limite último. 138
Figura 6.18 - Rotações para o estado limite último. 139
Figura 6.19 – Deslocamento horizontais para o estado limite de serviço. 139
Figura 6.20 - Rotações para o estado limite serviço. 140

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 - Valores de referência do vento 19
Quadro 3.2 - parâmetros z_0 e z_{min} 20
Quadro 3.3 - Valores de ξ 27
Quadro 3.4 - Classes de fiabilidade 38
Quadro 3.5 - Fatores parciais de segurança 38
Quadro 3.6 - Propriedades dos diferentes tipos de gelo (adaptado de 39
Quadro 3.7 - Classes do tipo de gelo Esmalte (adaptado de 39
Quadro 3.8 - Fator de redução da pressão do vento 40
Quadro 4.1 - Classificação de secções. (IPQ 2010b) 43
Quadro 4.2 - Fatores de imperfeição (adaptado de (IPQ 2010b) 51
Quadro 4.3 - Afastamentos máximos (IPQ 2010b) 52
Quadro 4.4 - Fatores de imperfeição (IPQ 2010b) 61
Quadro 5.1 - Características do projeto 66
Quadro 5.2 - Propriedade geométricas da torre, por secção. 69
Quadro 5.3 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento principal e dos diafragmas horizontais 70
Quadro 5.4 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento secundário 71
Quadro 5.5 - Propriedade geométricas da torre modelo B, por secção. 74
Quadro 5.6 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento principal e dos diafragmas horizontais da torre modelo B. 75
Quadro 5.7 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento secundário. 76
Quadro 5.8 - Propriedade geométricas da torre modelo C, por secção. 78
Quadro 5.9 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento principal e dos diafragmas horizontais da torre modelo C. 79
Quadro 5.10 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento secundário. 80
Quadro 5.11 - Propriedade geométricas da torre modelo D, por secção. 82
Quadro 5.12 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento principal e dos diafragmas horizontais da torre modelo D. 83
Quadro 5.13 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento secundário. 84
Quadro 5.14 - Propriedade geométricas da torre modelo E, por secção. 86
Quadro 5.15 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento principal e dos diafragmas horizontais da torre modelo E. 87
Quadro 5.16 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento secundário. 88
Quadro 5.17 - parâmetros z_0 e z_{min} (IPQ 2010a) 91

Quadro 5.18 - Processo de cálculo - etapa I. 92
Quadro 5.19 - Processo de calculo - Etapa II. 93
Quadro 5.20 - processo de cálculo – Etapa III (a). 93
Quadro 5.21 - processo de cálculo – Etapa III (b). 94
Quadro 5.22 - Processo de cálculo – Etapa III (c). 95
Quadro 5.23 - processo de cálculo – Etapa IV. 96
Quadro 5.24 - Força do vento nas estruturas auxiliares. 97
Quadro 5.25 - Combinação de ações para o estado limite último – esforços. 98
Quadro 5.26 - Combinação de ações para o estado limite último – esforços. 99
Quadro 5.27 - Combinação de ações para o estado limite último – deslocamentos. 99
Quadro 5.28 - Combinação de ações para o estado limite serviço – deslocamentos. 99
Quadro 6.1 - Valor das reações nos apoios da torre original. 103
Quadro 6.2 - Valores dos deslocamentos da torre original para o estado limite último. 104
Quadro 6.3 - Valores dos deslocamentos da torre original para o estado limite de serviço. 105
Quadro 6.4 - Valor das reações na torre modelo A. 106
Quadro 6.5 - Deslocamentos da torre modelo A para o estado limite último. 107
Quadro 6.6 - Deslocamentos da torre modelo A para o estado limite de serviço. 107
Quadro 6.7 - Valor das reações na torre modelo B. 108
Quadro 6.8 - Deslocamentos da torre modelo B para o estado limite último. 109
Quadro 6.9 - Deslocamentos da torre modelo B para o estado limite de serviço. 109
Quadro 6.10 - Valor das reações na torre modelo C. 110
Quadro 6.11 - valor dos deslocamentos para a torre modelo C para o estado limite último. 111
Quadro 6.12 - valor dos deslocamentos para a torre modelo C para o estado limite de serviço. 111
Quadro 6.13 - Valor das reações na torre modelo D. 112
Quadro 6.14 - valor dos deslocamentos para a torre modelo D para o estado limite último. 113
Quadro 6.15 - valor dos deslocamentos para a torre modelo D para o estado limite de serviço. 113
Quadro 6.16 - Valor das reações na torre modelo E. 114
Quadro 6.17 - Valor dos deslocamentos para a torre modelo E para o estado limite último. 115
Quadro 6.18 - Valor dos deslocamentos para a torre modelo E para o estado limite de serviço. 115
Quadro 6.19 - Valores das reações nos apoios das torres modelo B e C 116
Quadro 6.20 - Deslocamentos das torres modelo B e C para o estado limite último. 117
Quadro 6.21 - Deslocamentos das torres modelo B e C para o estado limite de serviço. 117
Quadro 6.22 - Peso total das torres modelo B e C. 117

Quadro 6.23 - Valores das reações nos apoios das torres modelo D e E. 118
Quadro 6.24 - Valor dos deslocamentos para a torre modelo D e E para o estado limite último. 119
Quadro 6.25 - Deslocamentos para a torre modelo D e E para o estado limite de serviço. 119
Quadro 6.26 - Peso total das torres modelo D e E. 119
Quadro 6.27 - Valor das reações. 120
Quadro 6.28 - Deslocamentos generalizados para o estado limite último. 123
Quadro 6.29 - Deslocamentos generalizados para o estado limite de serviço 123
Quadro 6.30 - estimativa do preço de cada torre. 126
Quadro 6.31 - Comparação entre forças da ação do vento. 127
Quadro 6.32 - Comparação das reações nos apoios originadas pelas forças do vento. 128
Quadro 6.33 - Comparação dos deslocamentos originados pelas forças do vento. 128
Quadro 6.34 - Propriedade geométricas da torre, por secção. 129
Quadro 6.35 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento principal e dos diafragmas horizontais. 130
Quadro 6.36 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento secundário. 131
Quadro 6.37 - Propriedades geométricas da torre, por secção. 132
Quadro 6.38 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento principal e dos diafragmas horizontais. 133
Quadro 6.39 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento secundário. 134
Quadro 6.40 - Reações nas torres esbeltas. 135
Quadro 6.41 - Deslocamentos para o estado limite último. 138
Quadro 6.42 - Deslocamentos para o estado limite de serviço. 138
Quadro 6.43 - Estimativa do preço das torres Esbeltas. 140

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO GERAL

O desenvolvimento da sociedade atual está profundamente ligado à facilidade e rapidez na comunicação e partilha de informação, não sendo, por isso, difícil de perceber a importância de estruturas como as torres de telecomunicações, daí que seja comum estarem presentes na paisagem urbana e não só. Estas estruturas, normalmente de grande altura, têm como objetivo principal a colocação de equipamentos de transmissão no seu topo que permitam a transmissão de sinais. Com uma utilização cada vez maior de telemóveis e oferta de serviços como a televisão, há uma maior a necessidade de implantação destas estruturas, para garantir uma boa qualidade do serviço prestado (Sreevidya and Subramanian 2003). No entanto, apesar da grande importância que revelam para sociedade, estas estruturas exibem, estatisticamente, um valor mais elevado de rutura quando comparadas com outras estruturas (Smith 2007). Deste modo, é fundamental ter uma compreensão destas estruturas, para que seja possível dimensioná-las o mais economicamente viável possível, sem pôr em causa qualquer critério de segurança.

A empresa IRMÃOS SILVAS S.A. – METALOGALVA, desenvolve a sua atividade no projeto e fabrico de estruturas metálicas. Dentro do leque de produtos da empresa, destacam-se as torres metálicas para telecomunicações. Apesar do seu processo de dimensionamento destas estruturas ser extremamente eficiente, a procura por soluções cada vez mais otimizadas é constante. O tema desta dissertação foi proposto pela Metalogalva e desenvolvido com o seu apoio, surge com o intuito de compreender, aprofundadamente, qual a influência que diferentes esquemas de Contraventamento têm no comportamento estrutural de uma torre treliçada metálica. O dimensionamento de modelos de torres para telecomunicações, o seu estudo e análise são as razões que levaram a elaboração desta dissertação.

1.2 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

O objetivo principal deste trabalho é realizar um estudo paramétrico em torres treliçadas. Neste trabalho vão ser estudados diferentes esquemas de contraventamento, que podem ser divididos em três grupos, onde há uma alteração de um parâmetro diferente, tendo como ação condicionante de dimensionamento a ação do vento. Partindo de um modelo de uma torre treliçada fornecida pela Metalogalva, serão redimensionadas modelos apresentando diferentes esquemas de Contraventamento, para cada parâmetro, não alterando, no entanto, qualquer dimensão da torre, nomeadamente, a altura e largura da mesma. Estes modelos serão analisados e comparados de forma a perceber como diferentes esquemas de Contraventamento influenciam o comportamento da estrutura e condicionam o dimensionamento da mesma.

Será também realizado um estudo suplementar onde foi estudada a influência da esbelteza da torre no seu comportamento estrutural, para isso, dois modelos de torres serão desenvolvidos para estudar este parâmetro.

Todo o estudo terá como ação condicionante a ação do vento, que será calculada e facultada pela Metalogalva a todos os modelos a serem estudados, no entanto, será também, realizado um cálculo da ação do vento, para a torre fornecida pela Metalogalva, a título de exemplo e para perceber qual o efeito de uma abordagem mais conservativa dos critérios preconizados nas normas europeias para com calculo da ação do vento.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho está dividido por capítulos, sendo que no capítulo 2 é feito um enquadramento sobre a importância das torres de telecomunicações e aspetos a serem considerados no projeto de uma estrutura deste tipo, é feito um resumo dos tipos de torres de telecomunicações existentes, faz-se referência aos motivos mais comuns para a falha e rutura destas estruturas e apresentam-se os equipamentos auxiliares mais comuns.

O capítulo 3 será dedicado a uma verificação dos Eurocódigo 1-1-4 e Eurocódigo 3-3-1, sobre a ação do vento em torres treliçadas e será feita uma síntese de toda a informação necessária para se proceder ao cálculo da ação do vento na estrutura.

O capítulo 4 será dedicado exclusivamente as verificações regulamentares que são necessárias para garantir um correto dimensionamento de uma estrutura metálica, como as que serão objeto do estudo. Este capítulo terá como base o Eurocódigo 3-1-1.

No capítulo 5 será feita uma descrição detalhada de todos os modelos de torres que farão parte do estudo. Será descrito todo o processo de concessão dos modelos. E, por fim, será detalhado todo o processo de cálculo da ação do vento.

No capítulo 6 será feita a análise comparativa dos resultados de todos os modelos de torres, procurando-se determinar quais os parâmetros que têm maior influência nas várias respostas estruturais dos modelos das torres. Será feita, também, uma análise comparativa entre a ação do vento calculada pelo autor e a ação do vento obtida pela Metalogalva. Por fim, será realizada uma análise comparativa dos modelos de torres do estudo suplementar.

As conclusões do presente trabalho, bem como sugestões para desenvolvimentos futuros dentro deste tema estão apresentados no capítulo 7.

2
TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES

2.1 CONSIDERAÇÕES

A necessidade de estruturas altas aumentou consideravelmente nas últimas décadas com os requisitos para comunicação, especialmente com o advento do radio, radar e televisão. Mais recentemente, o crescimento exponencial no uso do telemóvel levou a uma nova era para as torres autoportantes e mastros estaiados (Sreevidya and Subramanian 2003).

As torres de telecomunicação são geralmente de grande envergadura e estão localizadas, na maioria das vezes, em zonas elevadas e sem grandes construções nas proximidades, de modo a não ter obstáculos que causem interferências na propagação dos sinais transmitidos (AMARAL, Cristiano Torres; CORREIA, Martineli Priscila e PEREIRA 2008). Nas torres são acoplados conjuntos de sistemas de comunicação, normalmente, aplicados no topo da estrutura. Os sistemas mais usados são antenas de comunicação de ondas UHF (ondas de frequência ultra alta), VHF (ondas de frequência muito alta) ou micro-ondas que permitem a transmissão de sinais de televisão, radio e televisão, sendo estes os serviços que mais utilizam este tipo de antenas (Smith 2007).



Figura 2.1 - Torres de Telecomunicações (“Torres Metálicas | Fapriferro” n.d.).

Estas estruturas altas que se erguem nas paisagens urbanas e suburbanas são uma intrusão aceitável no mundo moderno de hoje e esta aceitação surge pelo facto de ser reconhecida a tremenda importância do

serviço prestado por estas estruturas. Garantir a disponibilidade contínua destas infraestruturas envolve conhecimentos e experiência de engenharia, bem como estudos contínuos por forma a garantir o cumprimento dos regulamentos e em última análise garantir a sua segurança e cumprimento das funções destinadas. Esta área de especialização não só incorpora a segurança no projeto estrutural, como tem de garantir que as soluções encontradas são económicas e eficientes para o suporte de novas tecnologias, como a nova rede 5G que tem vindo a ser implementada a nível global. À medidas que novas tecnologias são desenvolvidas, a demanda por soluções cada ver mais económicas e de rápida implementação, bem como o cuidado nos aspetos estéticos é cada vez maior (Smith 2007).

O crescimento exponencial nas redes de telemóvel originou um grande aumento do número de torres e mastros espalhados por toda a paisagem, principalmente nas grandes cidades. Pelo que, mesmo sendo estruturas aceites dada a usa importância, tem sido dado uma maior enfase ao impacto visual destas estruturas. Na Europa foram estabelecidos requisitos com o intuito de reduzir o impacto de novas estruturas na paisagem. Pelo que tem aumentado a atenção pelo design e componente estética destas estruturas (Sreevidya and Subramanian 2003). Atualmente estão a ser desenvolvidos novos designs, mais apelativos visualmente, incorporando novos materiais como fibras de vidro, Kevlar ou betão leve, pois permitem obter formas mais esbeltas e reduzir deste modo o impacto visual das mesmas (Smith 2007).

Geralmente, os parâmetros fundamentais para a elaboração de um "plano de ação" num projeto deste tipo, são a frequência a que o sinal é transmitido e a área a ser servida pelo sinal. É a partir destes pressupostos que são definidos os locais de implantação das estruturas, as alturas das torres e características das antenas emissoras; estas, por sua vez, definem as opções para o tamanho e disposição dos vários elementos das antenas e alimentadores, influenciando as cargas e resistência do vento a que as torres vão estar sujeitas. É a partir destas informações que o engenheiro projetista desenvolve o seu trabalho (Smith 2007).

A escolha do local de implantação de uma torre de telecomunicações tem muita influência no projeto. A sua localização deve corresponder à que permite cobrir maior área de transmissão, mas que seja acessível de forma a se poder proceder à sua montagem e instalação de todos os componentes auxiliares. A sua proximidade a aeroportos, a necessidade de preservação do ambiente natural e as condições meteorológicas são outros fatores que devem ser tidos em conta na escolha do local de implementação de uma torre de telecomunicações (Smith 2007). A localização também pode ter grandes impactos económicos, pois a combinação da altura da torre com a topografia local pode permitir alcançar soluções mais económicas com grande redução de custos, como é exemplificado na Figura 2.2.

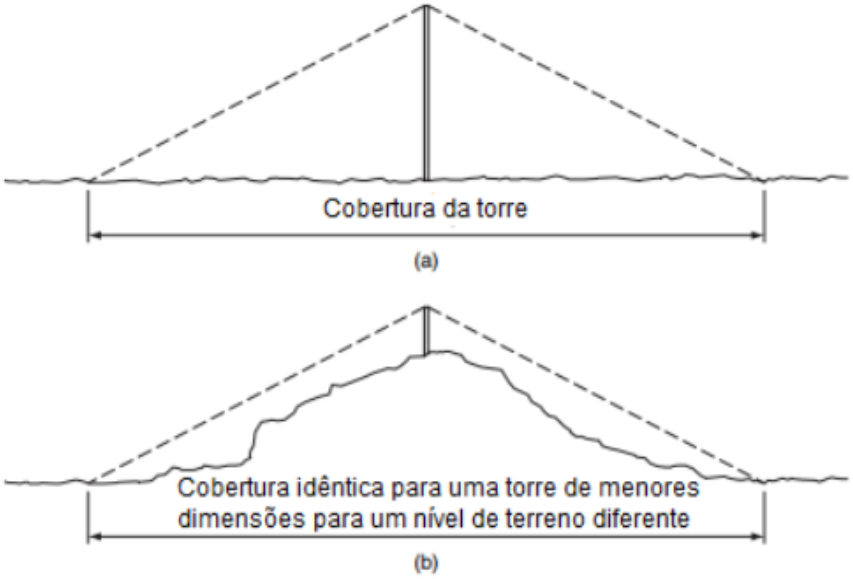


Figura 2.2 - Cobertura de duas torres de diferentes alturas (adaptado de (Smith 2007))

A escolha do tipo de torre e o seu dimensionamento devem assegurar segurança estrutural e que seja obtido de forma económica, devem assegurar que a torre serve o objetivo para o qual foi projetada e ter a capacidade de se adaptada de forma a que seja possível introduzir novas tecnologias.

O efeito das cargas na estrutura originadas pelo peso das antenas e demais elementos auxiliares é normalmente insignificante, a não ser em localizações onde a formação de gelo é comum. Nestas estruturas, as ações de dimensionamento condicionantes a serem consideradas são: a ação do vento, a ação do vento combinada com o gelo, (que serão abordadas no capitulo 3) e a ação sísmica; no entanto esta última pode ser desprezada, pois origina esforços muito menores quando comparado com os esforços provocados pelas outras ações referidas(J. M. Henriques and Barros 2013)(Smith 2007). No entanto, a ação sísmica deve ser considerada em zonas sismicamente sensíveis(Smith 2007).

A procura por uma estrutura que seja a solução mais económica leva a que se dimensionem estruturas mais flexíveis, o que no caso de torres de telecomunicações culmina numa maior dificuldade na resolução de problemas na fase de projeto. Pois, nestes casos, é necessário recorrer a análises dinâmicas, mais difíceis e complexas de realizarem.

É necessário ter em consideração as condições de serviço das estruturas. As antenas são sensíveis a movimentos, pelo que, a sua performance é afetada pelas deformações físicas da estrutura. O quão significativo é o efeito das deformações da torre na performance da antena depende da sua posição e qual a frequência a que o sinal é transmitido. Desta forma é fundamental que sejam disponibilizadas ao projetista estas informações, pois a rigidez das estruturas, a natureza das forças e a resposta da estrutura a estas, condicionam os movimentos que a estrutura irá experimentar em funcionamento.

O dimensionamento destas estruturas é de maior importância quando estas ficam localizadas em zonas densamente povoadas, pois a queda ou rutura de uma estrutura desta envergadura pode levar a sérios danos, com perdas materiais e humanas. Quando estas estruturas se localizam em zonas rurais ou montanhosas, na fase de dimensionamento deverão ser acautelados os fenómenos meteorológicos, uma vez que estas estruturas flexíveis estão mais expostas e vulneráveis a eles (Smith 2007).

2.2 PRINCIPAIS MOTIVOS DE FALHAS NAS TORRES

É reconhecido que a torres de telecomunicações possuem relativa segurança e confiabilidade. No entanto, a observação e experiência mostra que tem havido mais ruturas estruturais, parciais ou totais, neste tipo de estruturas que em qualquer outro tipo de estrutura com importância económica e social idêntica.



Figura 2.3 - Rutura de uma torre ("Telecom Knowledge and Experience Sharing: Telecom Tower Collapse" n.d.)

A maioria das causas, primarias, para ruturas de torres de telecomunicações está relacionada com a presença de gelo e a sua combinação com a ação do vento. No entanto, as falhas podem ser causadas por um dimensionamento incorreto, falhas na execução ou o uso de material inapropriado (Smith 2007).

- Rutura por presença de gelo:
  A maioria das ruturas foi causada pela ação do gelo ou pela ação conjunta da ação do gelo com a ação do vento. No caso das torres treliçadas, como são as torres em estudo, a rutura não é causada pelo excesso de carga devido à acumulação de gelo, apesar de o aumento do peso ser significante, mas sim ao aumento de área exposta ao vento que é decisivo para a rutura; no entanto, é a ação do vento que é dominante (Smith 2007);



Figura 2.4 - Acumulação de gelo numa torre (“NB SERIES - Saman Niroo” n.d.)

- Falhas no dimensionamento/detalhe:
  No caso de torres autoportantes, as falhas podem ocorrer por uma análise deficiente da carga que as antenas e elementos auxiliares vão exercer ou das ações a que a estrutura vai ser sujeita. Deficiências no detalhe podem levar a erros na fabricação ou montagem da torre. Também a utilização de material sem as características adequadas pode originar falhas;
- Danos causados por vandalismo:
  Nas últimas décadas tem-se visto um aumento nos casos de danos em torres de telecomunicações causados por atos de vandalismo. Estas estruturas são, por natureza, suscetíveis a este tipo de atos, pois muitas vezes estão localizadas em áreas remotas, sendo difícil fornecer a proteção necessária e dando uma sensação de impunidade aos perpetradores. Estes atos podem ocorrer desde situações de descuido até atos de terrorismo (Lambert 1996). Sendo provocados por motivos políticos, fanatismos religiosos ou por medo de hipotéticas consequências para a saúde causadas pelas antenas, como tem ocorrido com muita frequência em torres que suportam tecnologia 5G, em vários países.

A manutenção de torres de telecomunicações é um aspeto fundamental para manter as condições de serviço, bem como para evitar situações de rutura, prolongando a vida útil. No entanto, devido ao custo destas manutenções e questões relacionadas com a elevada concentração de radiação associada com elevados tempos de exposição a que os trabalhadores estão sujeitos ao efetuar as suas tarefas e que podem ter consequências ao nível da sua saúde (Macieira and Vieira 2016), levam a que as manutenções muitas vezes sejam negligenciadas.

Desde o início do milénio que se observa um crescimento exponencial de torres de telecomunicações, potenciadas pelo aumento da cobertura do sinal de televisão e da rede de telemóveis. Apesar de grande aumento do numero de torres de telecomunicações, a proporção do numero total de ruturas tem diminuído, mas não na extensão em que as partes interessadas e responsáveis se devam tornar complacentes (Smith 2007).

2.3 TIPOS DE TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES EXISTENTES

O tipo de torre de telecomunicações, isto é a sua forma em planta e material usado, a ser instalada dependem de uma série de fatores. Como dito anteriormente, o principal fator a considerar no dimensionamento é garantir as condições técnicas de segurança da estrutura face às ações que sejam expectáveis.

2.3.1 TORRES DE MADEIRA

Anteriormente ao desenvolvimento de torres treliçadas metálicas, a madeira era o material mais utilizado para suportar equipamentos de comunicação. A grande vantagem da madeira é que esta não interfere com os sinais transmitidos entre torres. No entanto, a madeira é um material bastante frágil e é suscetível a alterações, que podem levar à rutura da estrutura.

2.3.2 TORRES DE BETÃO ARMADO

A partir de meados do século passado o betão armado começou a ser usado no dimensionamento e construção de estruturas de comunicação (Smith 2007). Estas estruturas são, de forma geral, de secção circular pois, desta forma, consegue-se uma diminuição da resistência do vento, a ação predominante no dimensionamento da estrutura; em relação a outras geometrias da secção, também uniformiza a resposta da estrutura eliminando ou minimizando assim a ocorrência de fenómenos como vortex shedding (Støttrup-Andersen 2014).



Figura 2.5 - Torre de telemocumonicações em betão armado (*CN Tower Web Site* n.d.)

A vantagem do uso de betão armado em relação ao uso de aço neste tipo de estruturas tem vantagens do ponto de vista económico, pois é um material mais barato e a estrutura resultante é mais rígida, o que leva a menores rotações e deslocamentos, o que tem influência na transmissão do sinal emitido pelas antenas. No entanto, há uma dificuldade acrescida na montagem das antenas, pois é necessário a criação

de plataformas para a instalação das mesmas. Por ser uma estrutura muito mais pesada há necessidade de fundações maiores e mais dispendiosas (Jürgen Grünberg, Joachim Göhlmann, Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos 2013) (Smith 2007). A sua construção é muito mais complicada e morosa, visto que é preciso proceder-se à montagem de cofragens e posterior descofragem, bem como, respeitar todo o tempo de cura de forma ao betão ganhar a resistência necessária. Construções desta complexidade são muito difíceis de executar em zonas rurais ou montanhosas.

2.3.3 TORRES METÁLICAS

A maioria das torres de telecomunicações instaladas atualmente são construídas em aço, por serem a solução mais económica, pois as suas propriedades permitem grandes poupanças de material e fácil montagem.



Figura 2.6 - Torre treliçada autoportante (“Torre Autoportante 30 Metros (Telecom)” n.d.)

As estruturas de telecomunicações metálicas podem ser de dois tipos: mastros e torres. No caso das torres, os tipos mais utilizados são as torres reticuladas autoportantes e as torres estaiadas. As torres reticuladas autoportantes, que vão ser as torres alvo do estudo, normalmente variam de largura ao longo do seu comprimento, sendo mais largas na base e mais estritas no topo, dependendo da estrutura, diferentes padrões de Contraventamento são usados de forma a aguentar as cargas a que serão sujeitas. A gama de alturas deste tipo de torres varia entre 10 metros e 200 metros. Estas torres podem ser de secção triangular, quadrangular ou mista. São o tipo de torre mais utilizado até aos 150 metros em comparação com as torres estaiadas. O rácio entre altura e largura da torres varia, geralmente, em 8:1 e 5:1, sendo que o rácio varia com os limites impostos às deflexões aquando de uma ação especifica (Nielsen 2009) (Smith 2007).

As principais vantagens na utilização de torres treliçadas autoportantes assentam na sua boa rigidez torsional e na dispensabilidade de espias o que diminui em muito a área necessária para a implantação da estrutura. A resolução de problemas na fase de dimensionamento é relativamente simples e assenta em princípios bem estabelecidos e confiáveis; no entanto é necessária a inclusão de elementos de Contraventamento secundários na estrutura para reduzir o comprimento efetivo dos membros principais da mesma (Smith 2007) . As torres autoportantes até 50 metros de altura são usadas, geralmente, em estações como suporte de antenas de transmissão e receção de sinais, apesar de usarem mais aço que as torres estaiadas. As torres treliçadas autoportantes necessitam de uma menor área de implantação e de menos trabalhos de escavação, bem como de menos trabalhos de manutenção, tornando-se assim uma opção mais económica. As cargas excêntricas originadas pela ação do vento nas antenas instaladas no topo da estrutura causam deslocamentos que podem pôr em causa o bom funcionamento das antenas

pelo que a boa rigidez torsional que as torres treliçadas autoportantes apresentam, permite absorver estas ações (Nielsen 2009). As torres de telecomunicações são muitas vezes instaladas em zonas montanhosas, para permitir a transmissão de sinais entre regiões, pelo que que a exposição ao vento e fenómenos extremos de vento é maior e a topografia irregular, levam a que a escolha da torre recaia nas torres reticuladas autoportantes (Smith 2007).



Figura 2.7 - Torre estaiada ("Torre Guyed - Torre de Comunicação,Torre Da Estrutura,Fabricante de Torre Auto-Apoio - ESTRUTURA Kehang METAL COMPANY" n.d.)

As zonas da torre onde as antenas são instaladas devem ser de secção constante, uma vez que o padrão de radiação vertical é mais facilmente previsível.

As geometrias de torre mais utilizadas são torres de secção quadrangular e triangular, tal como as torres em estudo, podendo também ser de secção mistas, em que a parte inferior é triangular e a parte superior, onde as antenas são instaladas, é quadrangular. A escolha de cada geometria apresenta vantagens bem como inconvenientes. As torres de secção triangular apresentam-se como uma opção mais económica devido à existência de menos montante em relação às torres de secção quadrangular. As torres quadrangulares por apresentarem dois eixos de simetria, tornam a determinação do esforços causados pela ação do vento mais simples, facilitando o dimensionamento da mesma (Smith 2007) (Monteiro 2014).



Figura 2.8 - Torre treliçada quadrangular (esquerda) (“Torre Autoportante Quadrada 60 Metros Internet & Rádio” n.d.) e torre trellçada triangular (direita) (“Modelo de Projeto de Torre Autoportante” n.d.)

A escolha do perfil a adotar nos montantes depende de vários fatores, desde a geometria escolhida para a secção da torre à natureza das cargas, até ao custo final da estrutura.

Nas torres de secção triangular, nos montantes são usados perfis tubulares, uma vez que apresentam uma elevada rigidez face à reduzida área de aço utilizada nos perfis, como eles tem grande rigidez é possível minimizar o número de elementos estruturais. No entanto, estes perfis são mais dispendiosos para se produzirem quando comparados com outros perfis. Perfis em cantoneira são utilizados maioritariamente em montantes de torres quadrangulares e em elementos secundários, tanto de torres quadrangulares como triangulares. O que apresenta mais uma desvantagem quando são usados perfis tubulares, pois nas ligações secundárias é-se necessário recorrer a soldadura diretas dos perfis, tornado o processo de construção muito mais caro e demorado; ou é necessária a colocação de gussets, implicando a soldadura e chapas extra, de forma a permitir o aparafusamento do perfis secundários a estes. Outra desvantagem dos perfis tubulares está relacionada com a dificuldade de deteção de corrosão (Fernendes 2018) quando esta ocorre no interior do perfil, o que pode provocar danos graves mesmo que os perfis sejam pintados e galvanizados(Smith 2007).

Existem, também, outros tipos de estruturas metálicas usadas para telecomunicações, os mastros tubulares metálicos. São estruturas de secção poligonal e de inercia variável (Rui C Barros 2002), onde há uma diminuição da mesma em função de altura seguindo um determinado jorramento, são usados usualmente para alturas até 30 ou mais metros, podendo, no entanto, atingir alturas muito superiores. Os mastros permitem o mesmo tipo de aplicação e função dos torres autoportantes reticuladas, tendo a vantagem de ocupar uma área bastante menor, o que, em zonas urbanas pode representar uma diminuição considerável dos custos e a sua montagem envolve pouca mão de obra. A sua aerodinâmica provoca pouca turbulência na sua vizinhança, o que em sistemas de monitorização de velocidades de vento, evita a deturpação dos dados. No entanto, estas estruturas apresentam uma baixa rigidez quando comparadas com as torres reticuladas, que pode ter consequências negativas na fase de funcionamento da estrutura, como já referido anteriormente (Antunes 2008).



Figura 2.9 - Mastro metálico de telecomunicações (“Image: Cellphonetowerlocations.Jpg Cell Phones | LoveToKnow” n.d.)

2.4 ACESSÓRIOS E EQUIPAMENTOS

Além de suportarem antenas de telecomunicações, as torres de telecomunicações suportam um conjunto de equipamentos e acessórios necessários para o de todo o sistema, tais como caminhos de cabos, interfaces, entre outros. Estes elementos têm influência na resposta da estrutura face às ações que é sujeita, pelo que se torna pertinente conhecer estes elementos de forma detalhada.

2.4.1 ESCADAS

As escadas têm a função de garantir o acesso a toda a altura da torre e são, geralmente, compostos por perfis aparafusados entre si ou entre estes e a estrutura. No sentido de fornecer segurança aos técnicos e trabalhadores, são geralmente utilizados sistemas de segurança. Escadas com guarda corpos foram muito utilizadas, no entanto, caíram em desuso em detrimento de utilização de um sistema de dispositivo anti queda, opção que confere maior segurança. Ao eliminar o sistema de guarda corpos, reduz-se a área de exposição ao vento ao longo da torre (Xavier De Brito Machado, n.d.) (“Acessórios Metálicos Para Torres: Trava Quedas, Guarda Corpo, Escadas e Mais Soluções” n.d.).

Os dispositivos anti queda usados são as linhas de vida, podendo ser rígidas, sendo constituídas por um carril ou podendo flexíveis, sendo usado um cabo de aço.



Figura 2.10 - Linha de vida (esquerda) (“Linha de Vida Para Escada Marinheiro | Dois Dez” n.d.) e carril guia (direita) (Xavier De Brito Machado, n.d.)

Estes dispositivos apresentam a vantagem de facilitar o acesso ao topo da torre com maior segurança e comodidade, no entanto, requerem inspeção anual, o que acarreta custos de manutenção.

2.4.2 PLATAFORMAS DE TRABALHOS

As plataformas de trabalhos têm a funcionalidade de servir como suporte para o técnico e respetivo equipamento para execução de trabalhos técnicos ou inspeções nas antenas. Estes elementos podem servir de interface à instalação das antenas e demais equipamentos de telecomunicações, solução conduz a uma redução de área de exposição ao vento.

Estes elementos são constituídos por perfis metálicos em cantoneira ou secção tubular, unidos por meio de ligações aparafusadas ou soldadura, formando um piso e um varandim. No entanto, é uma opção recorrente optar-se por plataformas sem varandim de forma a reduzir a área de exposição da torre.

No caso das torres treliçadas esta plataforma pode ser instaladas no interior da torre sempre possível.

2.4.3 INTERFACES METÁLICOS

Os interfaces metálicos funcionam como suporte às antenas e demais equipamentos de telecomunicações. Existe uma grande variedade destes elementos, variando consoante a especificidade do equipamento a instalar, pois a exigência de determinadas antenas obriga a que haja distanciamento entre as mesmas.



Figura 2.11 - Interface tipo cabeço triangular (esquerda), interface tipo estrela (centro) e interface com braços de afastamento fixos à plataforma (direita), (adaptado de (Xavier De Brito Machado, n.d.))

Estes elementos metálicos, dadas as suas dimensões, aumentam a área de exposição da torre de forma significativa, o que levou a uma procura por soluções mais esbeltas, como é caso dos interfaces do tipo cabeço triangular, muito robustos, ou interfaces do tipo estrela e com braços de afastamento. No entanto, estas soluções não deixam de levar a um aumento da área de exposição bem como dificultam os trabalhos de montagem e manutenção dos equipamentos de telecomunicações, pelo que, usar as plataformas de trabalhos como interface, sempre que seja possível, é uma boa solução.



Figura 2.12 - Sistema de plataforma e anel superior (Xavier De Brito Machado, n.d.)

2.4.4 ANTENAS DE TELECOMUNICAÇÕES

As antenas de telecomunicações são os equipamentos mais importantes numa torre de telecomunicações, pois são estas têm a função de receber e transmitir os sinais de radio frequência, existem diversos tipos de antenas de telecomunicações, variando conforme as suas funções, altura necessária para o seu perfeito funcionamento e o fim a que se destinam.

As antenas de rede móvel têm, regra geral, um painel de geometria retangular. Contudo, as dimensões e geometria variam com o fabricante, bem como com o tipo de telecomunicação a ser usada. Dependendo das suas exigências, as antenas podem ser colocadas a diferentes alturas.

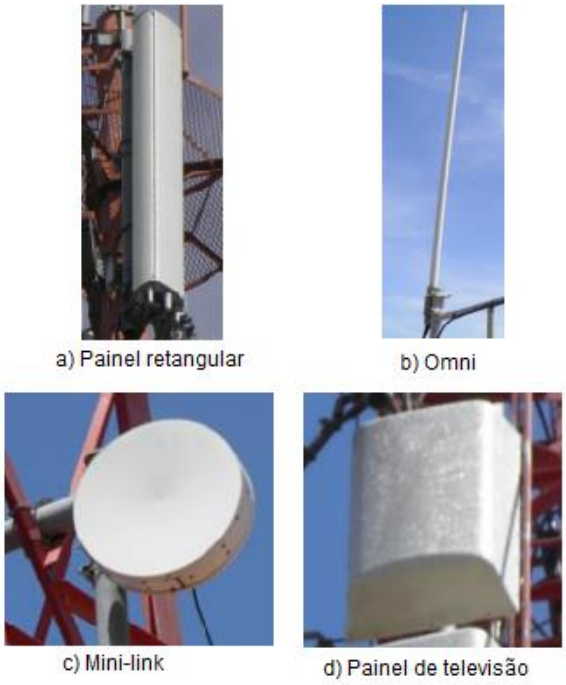


Figura 2.13 - exemplos de antenas de telecomunicações (Xavier De Brito Machado, n.d.)

2.4.5 OUTROS ACESSÓRIOS

As torres de telecomunicações são estruturas que atingem muitas vezes grandes alturas, pelo que é importante que existam sistemas de sinalização, para que a torre não cause constrangimentos no tráfego aeronáutico. Segundo uma circular de informação náutica, (ANAC, n.d.), os sinalizadores luminosos

devem ser colocados em todos obstáculos, isto é, qualquer poste, mastro ou torre, isolado, que ultrapasse os 30 metros e em estruturas com alturas superiores a 45 metros em relação aos obstáculos circundantes, devem colocadas sinalizadores luminosos a níveis intermédios. Os sinalizadores luminosos consistem num sistema de luzes fixo num interface próprio.



Figura 2.14 - Sistema de para-raios e sinalizador luminoso (“Foto 6 de 6 de Acessórios Torres” n.d.)

Nas torres de telecomunicações também se encontram aplicados sistemas de para-raios, com o objetivo de proteger a estrutura de possíveis descargas elétricas. Este equipamento consiste numa haste de metal, fixa na estrutura, que atrai as descargas elétricas e as dirige para o solo através de cabos de pequena resistência elétrica (Leite and Leite 1997).

3
AÇÃO REGULAMENTAR DO VENTO SEGUNDO OS EUROCÓDIGO 1, PARTE 1-4 E EUROCÓDIGO 3, PARTE 3-1

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O vento é um movimento de ar, provocado por um variado conjunto de forças, principalmente diferenciais de pressão na atmosfera, sendo estes causados por heterogeneidade do aquecimento solar em diferentes partes da superfície terreste, bem como forças geradas pela rotação do Planeta. Diferenças na radiação solar entre o Equador e os polos produzem diferenças de pressão e temperatura. Agrupando estes efeitos são criados sistemas de grande escala de circulação de ar na atmosfera, com direção vertical e horizontal. O resultado destes sistemas são direções bem definidas e previsíveis do vento, sendo as direções mais predominantes nos trópicos e perto dos polos, tendendo para Oeste-Este. Ventos do Oeste tendem a ocorrer em latitudes temperadas (Holmes 2015). Podem surgir, no entanto, ventos locais, de grande intensidade, com origem em efeitos de convecção local (tempestades) ou em massas de ar elevadas em zonas montanhosas ou serras.

Sem a ação do vento, o dimensionamento das estruturas, particularmente das maiores, seria muito mais simples e económico (Davenport 1995). O que demonstra a importância que a ação do vento tem nas estruturas.

As ações dinâmicas mais condicionantes na generalidade das estruturas são a ação sísmica e a ação do vento. No entanto, em estruturas altas e esbeltas, como as dos casos em estudo, por terem uma massa reduzidas, a ação sísmica causas valores pouco significativos. Pelo que a ação do vento se torna a ação principal e mais significativa. Mais, segundo Holmes (Holmes 2015), a ocorrência de sismos de larga escala ocorrem com muito menor frequência que tempestades fortes e intensas. Quase todos os dias do ano, ocorre uma tempestade severa em algum lugar do planeta, provocando efeitos devastadores.

3.2 AÇÃO DO VENTO SEGUNDO A EN 1991-1-4

Para a determinação das ações do vento será determinada de acordo com os regulamentos em vigor, o Eurocódigo EN 1991-1-4 (IPQ 2010a) e o Eurocódigo EN 1993-3-1 (CEN 2006). Ações estas, que são determinadas a partir de valores de referência de velocidade e de pressão dinâmica.

Os valores de referência são valores característicos cuja a probabilidade de serem excedidos é de 0,02, o que equivale a um período de retorno de 50 anos (IPQ 2010a).

3.2.1 VELOCIDADE DO VENTO E PRESSÃO DINÂMICA DE PICO

3.2.1.1 Velocidade média do vento

A Velocidade do vento a uma altura z acima do solo, $\nu_m(z)$, está depende da orografia, $c_o(z)$, da rugosidade do terreno, $c_r(z)$, e do valor de referência da velocidade do vento, ν_b, sendo determinada através da expressão (3.1):

$$\nu_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot \nu_b \tag{3.1}$$

Em que:

$c_r(z)$ – Coeficiente de rugosidade;

$c_o(z)$ – Coeficiente de orografia;

ν_b – Valor de referência da velocidade do vento (m/s).

O valor de referência do vento ν_b, dado pela seguinte expressão (3.2):

$$\nu_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot \nu_{b,0} \tag{3.2}$$

Em que:

c_{dir} – Coeficiente de direção;

c_{season} – Coeficiente de de sazão;

$\nu_{b,0}$ – Valor básico da velocidade de referência do vento.

O valor básico da velocidade de referência do vento, $\nu_{b,0}$, valor característico da velocidade media do vento, refere-se a períodos de 10 minutos, independentemente da direção do vento e da época do ano, a uma altura media de 10 metros acima do nível do solo em terreno do tipo campo aberto, com vegetação rasteira, e obstáculos isolados com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura (terreno da categoria II). Os valores são dados em função da zona do território, no contexto nacional, sendo obtidos através do Quadro 3.1.

Quadro 3.1 - Valores de referência do vento (IPQ 2010a)

Zona		$v_{b,0}$ (m/s)
Zona A	A generalidade do território, exceto 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 5Km de largura, ou altitudes superiores a 600m.	30

Os coeficientes de direção, c_{dir}, e de sazão, c_{season}, salvo em condições especiais, é recomendada a atribuição de valor igual 1,0 tornando o método mais condicionante.

No entanto, em situações tais que o efeito em causa esteja associado a uma direção particular do vento e que as velocidades registadas sejam claramente inferiores às velocidades máximas no local – facto a ser justificado com recursos a dados estatísticos do regime de vento da região em causa – poderá ser considerada uma redução na velocidade de referência limitada a 15% do valor básico, ou seja, $c_{dir} \geq 0{,}85$.

O coeficiente de rugosidade do terreno, $c_r(z)$, é um parâmetro que tem em consideração a variabilidade da velocidade media do vento no local da construção, bem como a altura acima do nível do solo e a rugosidade do terreno a barlavento da construção, tendo em conta a direção do vento considerada. Sendo determinado a partir das expressões (3.3) e (3.4) que se baseia num perfil de velocidade em escala logarítmica:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \tag{3.3}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \text{ para } z \leq z_{min} \tag{3.4}$$

Em que:

z_{min} – Altura mínima depende da categoria de terreno, em metros (Quadro 3.2);

z_0 – Comprimento de rugosidade, em metros (Quadro 3.2);

k_r – Coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade, z_0, calculado através de (3.5):

$$k_r = 0{,}19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0{,}07} \tag{3.5}$$

$z_{0,II}$ – =0,05 m (categoria de terreno II);

z_{max} – A ser considerada igual a 200 m.

Quadro 3.2 - parâmetros z_0 e z_{min}

Categoria de terreno	z_o (m)	z_{min} (m)
0 – Mar ou Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,003	1
I – Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação negligenciável e livre de obstáculos	0,01	1
II – Zonas 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	1,0	10

Para uma dada direção do vento, a escolha da categoria de terreno, depende a rugosidade do solo e da extensão com rugosidade de terreno uniforme, dentro de uma secção de um sector angular de 15° para cada um dos lados da direção do vento escolhida, tal como ilustra a figura 3.1. Na existência de zonas de pequena área com rugosidade diferente (inferiores a 10% da área considerada) , estas podem se desprezadas.

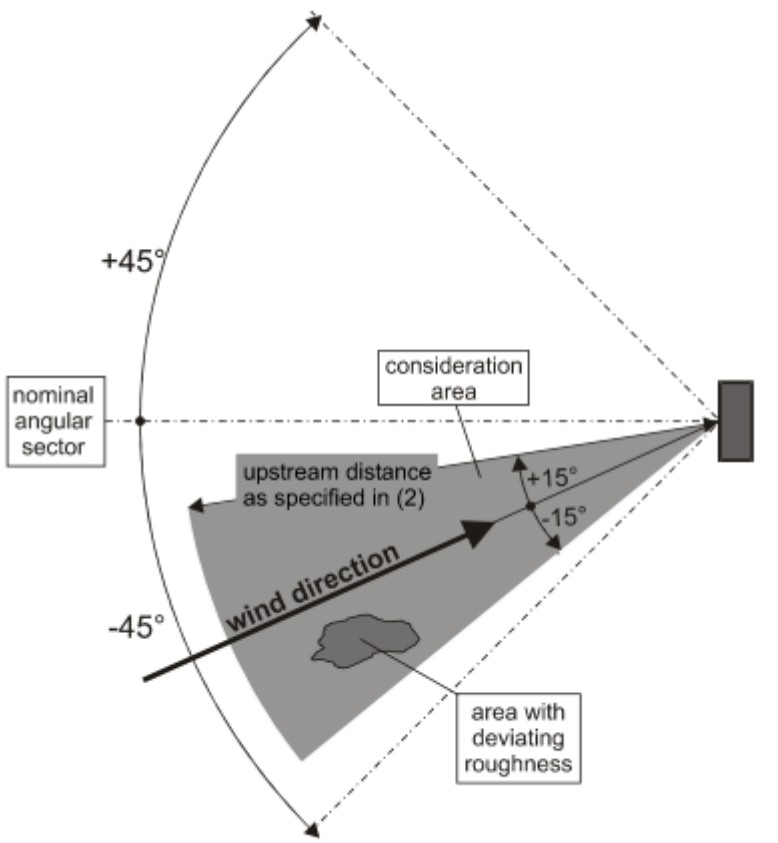


Figura 3.1 - Avaliação da rugosidade do terreno (IPQ 2010a)

O coeficiente de orografia deve ser considerado com valor unitário, como preconiza o Eurocódigo. Exceto em casos de orografia especial, por exemplo junto a falésia ou colinas, as velocidades do vento devem ser aumentadas em mais de 5%.

3.2.1.2 Intensidade de turbulência do vento

A intensidade de turbulência do vento à altura z, I_v, é definido como o quociente ente desvio padrão da turbulência e a velocidade media. A componente de turbulência de velocidade do vento tem um valor médio nulo e um desvio padrão, σ_v, que é definido pela expressão (3.6):

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_I \tag{3.6}$$

A intensidade de turbulência é dada por (3.7) e (3.8):

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ para } z_{min} \leq z \leq z_{máx} \tag{3.7}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \text{ para } z \leq z_{min} \tag{3.8}$$

Em que:

k_I – Coeficiente de turbulência, no qual é recomendado adotar o valor 1,0;

$c_o(z)$ – Coeficiente de orografia;

Z_0 – Comprimento de rugosidade (m).

3.2.1.3 Pressão dinâmica de pico

A pressão dinâmica de pico à altura z, $q_p(z)$, resulta da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento, sendo determinada pela expressão (3.9):

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \tag{3.9}$$

Onde ρ é a massa volúmica do ar, cujo valor recomendado é 1,25 kg/m^3, e c_e é o coeficiente de exposição, que caracteriza a amplificação do vento a uma dada altura, com inclusão da componente flutuante, e é calculado a partir da expressão (3.10):

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \tag{3.10}$$

A pressão dinâmica de referência, q_b , é obtida a partir da expressão (3.11):

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \tag{3.11}$$

Para situações em que os valores $c_o = 1$ e $k_I = 1$, o coeficiente de exposição, c_e, pode ser determinado a partir da figura 3.2.

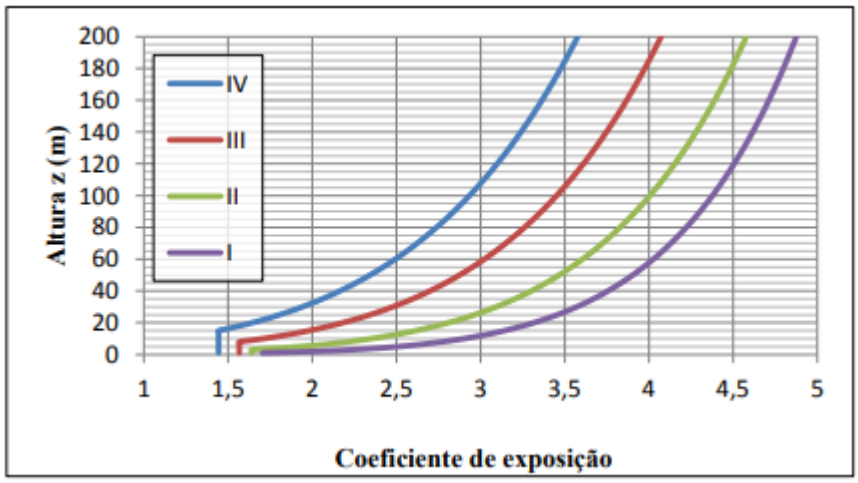


Figura 3.2 - coeficiente de exposição em função da altura (IPQ 2010a)

3.2.2 FORÇA EXERCIDA PELO VENTO

A força exercida pelo vento numa construção ou um dos seus componentes depende de coeficientes e parâmetros relacionados com a ação do vento e parâmetros da estrutura. A força é determinada pela expressão (3.12):

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \tag{3.12}$$

Em que:

$c_s c_d$ – Coeficiente estrutural;

c_f – Coeficiente de força relativo à construção ou elemento de construção;

$q_p(z_e)$ – Pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e;

A_{ref} – Área de referência da construção ou do elemento.

3.2.3 COEFICIENTE ESTRUTURAL

O coeficiente estrutural, $c_s c_d$, é um parâmetro que leva em consideração o efeito da não ocorrência em simultâneo de pressões de pico sobre a superfície, c_s, com o efeito das vibrações da estrutura devidas à turbulência, c_d, nas ações do vento. O coeficiente estrutural resulta do produto das duas parcelas. E obtido pela seguinte expressão (3.13):

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \tag{3.13}$$

Em que:

k_p – Fator de Pico;

$I_v(z_s)$ – Intensidade de turbulência à altura de referência;

z_s – Altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural;

B^2 – Coeficiente de resposta quase-estática, que tem em conta a falta de total correlação das pressões sobre a superfície da estrutura;

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

A altura de referência, z_s, é obtida conforme mostra a figura 3.3, caso nenhum dos casos demonstrados não se aplique, altura de referência deve ser considerada igual à altura z do elemento ou estrutura.

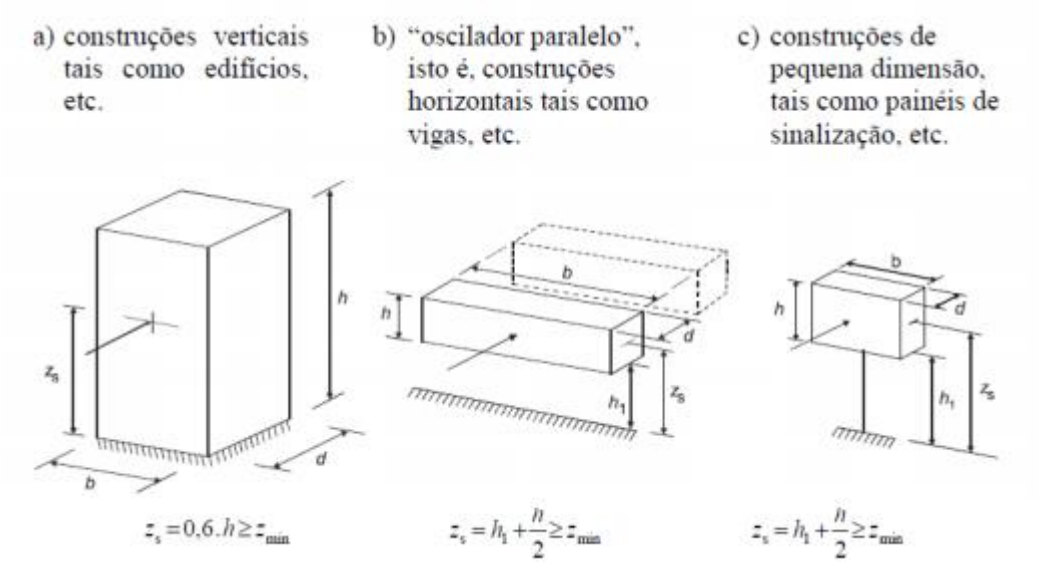


Figura 3.3 - Formas gerais das construções abrangidas pelo método de cálculo (IPQ 2010a)

A norma EN 1991-1-4 (IPQ 2010a) menciona dois métodos de determinação dos parâmetros necessários para a determinação do coeficiente estrutural e os coeficientes de resposta quase-elástica e de ressonância. Os dois procedimentos são apresentados nos Anexos B e C. Como apenas o Anexo B é normativo, enquanto que o Anexo C serve como resultado comparativo nos resultados obtidos no Anexo B, será dada enfase apenas ao Anexo B.

3.2.3.1 Coeficiente de resposta quase-elástica

A falta de correlação total correlação das pressões na superfície da construção, é expressa pelo coeficiente de resposta quase-elástica, B^2, sendo calculada através da expressão (3.14):

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0,63}} \tag{3.14}$$

Em que:

B, h – Representam a altura e largura ou espessura da estrutura;

$L(z_s)$ – Escala de turbulência à altura z_s, que representa a dimensão media dos turbilhões do vento natural, calculada pelas expressões (3.15) e (3.16):

$$L(z) = L_t \left(\frac{z}{z_t}\right)^a \; para \; z \geq z_{min} \tag{3.15}$$

$$L(z) = L(z_{min}) \; para \; z < z_{min} \tag{3.16}$$

Em que a altura de referência, z_t, é igual a 200 m, a escala de referência, L_t, é igual a 300 m, com α=0,67+0,05·ln(z_0), em que z_0 e z_{min} são definidos no Quadro 3.2.

3.2.3.2 Coeficiente de resposta em ressonância

O coeficiente de resposta em ressonância, R^2, tem em consideração o efeito da turbulência em ressonância no modo de vibração ponderado para a estrutura. E obtido pela expressão (3.17):

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \tag{3.17}$$

Em que:

S_L – Função de densidade espectral de potência adimensional, calculado pela (3.18);

R_h, R_b – Funções de admitância aerodinâmica, sendo estimados pelas expressões (3.19) e (3.20).

δ – Decremento logarítmico total de amortecimento, calculado pela expressão (3.23);

A função de densidade espectral de potência adimensional, S_L, expressa na forma de frequência, caracteriza a distribuição de energia do vento, sendo calculada pela expressão (3.18):

$$S_L(z, n) = \frac{6{,}8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10{,}2 \cdot f_L(z.n))^{5/3}} \tag{3.18}$$

As funções de admitância, R_h e R_b, para uma determinada configuração do modo fundamental de vibração, são estimadas pelas expressões (3.19) e (3.20):

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2}(1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) \;\; R_h = 1 \; para \; \eta_h = 0 \tag{3.19}$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2}(1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) \;\; R_b = 1 \; para \; \eta_b = 0 \tag{3.20}$$

Com:

$$\eta_h = \frac{4{,}6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \text{ (3.21)}$$

$$\eta_b = \frac{4{,}6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \text{ (3.22)}$$

O decremento logarítmico total de amortecimento é determinado a partir da soma de três parâmetros de decremento logarítmico, parâmetros estes relacionados com a estrutura, com fatores dinâmicos e pela presença de dispositivos especiais para amortecimento (J.M. Henriques and R.C. Barros 2013), (J. Henriques and Rui C. Barros 2013), (R.C. Barros, Ferreira, and Delgado 2013) . Como mostra a seguinte expressão (3.23):

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \tag{3.23}$$

Em que:

δ_s – Decremento logarítmico de amortecimento estrutural, referido na figura 3.4;

δ_a – Decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico para o modo fundamental, obtido pela expressão (3.24);

δ_d – Decremento logarítmico de amortecimento devido a dispositivos especiais, tais como, *Tuned Liquid Dampers* (TLD), *Tuned Mass Dampers* (TMD) ou *Sloshing Tanks*. Este valor é obtido de forma teórica ou experimental, através de métodos adequados.

O decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico, δ_a, para o modo fundamental de flexão na direção do vento é obtida pela expressão (3.24):

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} \tag{3.24}$$

Em que:

c_f – Coeficiente de força definido na expressão (3.32);

ρ – Densidade do ar, assumir valor recomendado de 1,25 kg/m^3;

b – Definido na figura 3.3;

n_1 – Frequência natural de vibração da estrutura no primeiro modo;

m_e – Massa equivalente por unidade de comprimento.

A massa equivalente por unidade de comprimento, m_e, relativa ao modo fundamental, é calculada a partir da expressão (3.25):

$$m_e = \frac{\int_0^l m(s) \cdot \Phi_1^2(s) ds}{\int_0^l \Phi_1^2(s) ds} \tag{3.25}$$

Em que:

m – Massa por unidade de comprimento;

l – Altura da estrutura;

Φ_1 – Modo fundamental de flexão.

O modo fundamental de flexão para estruturas em consola a partir do solo, como as estruturas em estudo, é estimado pela expressão (3.26):

$$\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^{\xi} \tag{3.26}$$

O valor, ξ, varia em função do tipo de estrutura, como mostra o Quadro 3.3.

Quadro 3.3 - Valores de ξ

ξ	Tipo de Estrutura
0,6	Estruturas porticadas esbeltas com elementos de revestimento ou paredes não resistentes
1,0	Edifícios com um núcleo central complementado por pilares periféricos ou com pilares de maior dimensão complementados por elementos de contraventamento
1,5	Edifícios em torre esbeltos e edifícios suportados por núcleos centrais de betão armado
2,0	Torres e chaminés
2,5	Torres de aço reticuladas

Tipo de estrutura		Amortecimento estrutural, δ_s
edifícios de betão armado		0,10
edifícios de aço		0,05
estruturas mistas betão + aço		0,08
torres e chaminés de betão armado		0,03
chaminés de aço com ligações soldadas, sem revestimento interior e sem isolamento térmico exterior		0,012
chaminés de aço com ligações soldadas, sem revestimento interior e com isolamento térmico exterior		0,020
chaminé de aço com um forro de conduta e com isolamento térmico exterior[a)]	$h/b < 18$	0,020
	$20 \le h/b < 24$	0,040
	$h/b \ge 26$	0,014
chaminé de aço com dois ou mais forros de conduta e com isolamento térmico exterior[a)]	$h/b < 18$	0,020
	$20 \le h/b < 24$	0,040
	$h/b \ge 26$	0,025
chaminé de aço com forro de conduta em alvenaria de tijolo		0,070
chaminé de aço com argamassa projectada ("gunite") no interior		0,030
chaminés acopladas sem forro de conduta		0,015
chaminé de aço espiada sem forro de conduta		0,04
pontes de aço + torres de aço reticuladas	com ligações soldadas	0,02
	com ligações de parafusos de alta resistência	0,03
	com ligações de parafusos correntes	0,05
pontes mistas		0,04
pontes de betão	pré-esforçadas, sem fissuração	0,04
	com fissuração	0,10
pontes de madeira		0,06 - 0,12
pontes de ligas de alumínio		0,02
pontes de plástico reforçado com fibras ou vidro		0,04 - 0,08
cabos	de fios paralelos	0,006
	de cordões	0,020
NOTA: *Os valores relativos a compósitos de matriz polimérica e madeira são apenas indicativos. Nos casos em que, no projecto, os efeitos aerodinâmicos se revelem significativos, é necessário obter informações mais precisas através de um parecer especializado (com o acordo, caso se aplique, da autoridade competente).*		
[a)] Para valores intermédios de h/b, poderá ser efectuada uma interpolação linear.		

Figura 3.4 - Valores de decremento Logarítmico de amortecimento estrutural, δ_s, (IPQ 2010a)

3.2.3.3 Fator de pico

O fator de pico, k_P, resulta do quociente entre o valor máximo da parte flutuante da resposta e o desvio padrão, obtido através da expressão (3.27), sendo ilustrada na figura 3.5.

$$k_P = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0{,}6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} \; ou \; k_P = 3, considerando \; o \; maior \; dos \; valores \tag{3.27}$$

Em que:

v – Frequência de passagens ascendentes, calculado pela expressão (3.28);

T – Duração de integração da velocidade media do vento, T=600 s.

$$v = n_{1,x} \cdot \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \; ; \; v = 0{,}08 \; Hz \tag{3.28}$$

Em que, $n_{1,x}$, corresponde à frequência própria da estrutura.

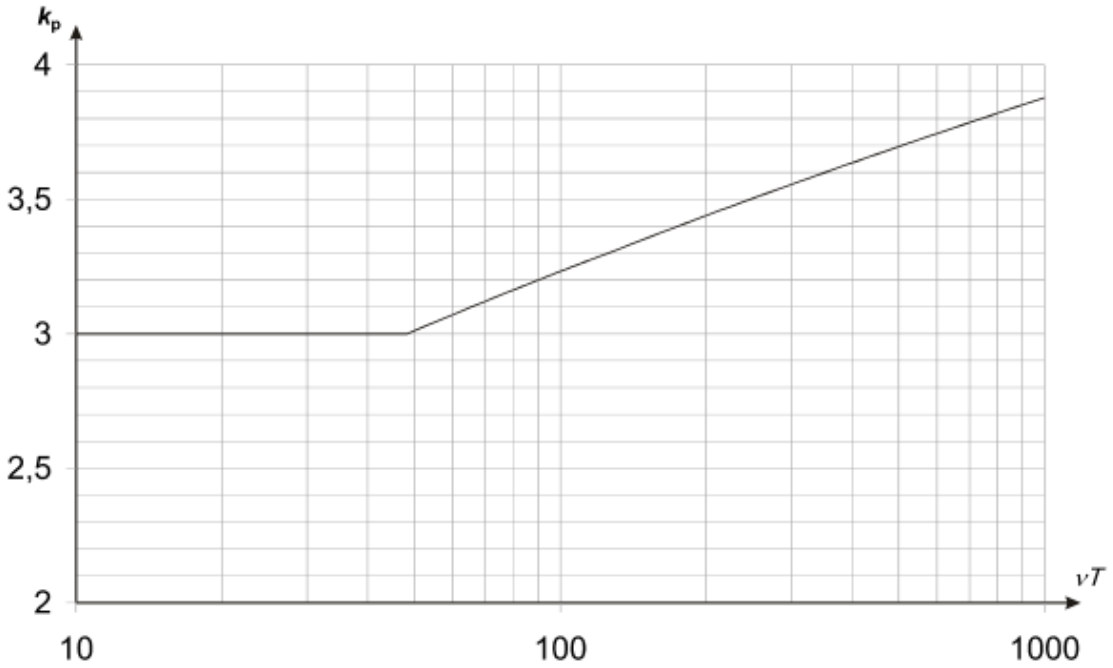


Figura 3.5 - Fator de pico (IPQ 2010a)

3.2.4 AÇÃO DO VENTO E COEFICIENTE DE FORÇA SEGUNDO A EN 1993-3-1

3.2.4.1 Força média

Além de ação do vento determinada pela EN 1991-1-1-4 (IPQ 2010a), existe na EN 1993-3-1 (CEN 2006), no anexo B.3, especificações complementares para o cálculo da ação do vento para torres e mastros metálicos.

Neste anexo, é indicada a forma de como se deve calculada a força equivalente da rajada de vento na direção da torre (3.31). deve ser determinada a força média do vento na direção da torre através da expressão (3.29) e multiplicada pelo fator $S_{máx}$ calculado a partir da expressão (3.30):

$$F_{m,W}(z) = \frac{q_p}{1 + 7I_v(z_e)} \sum c_f \cdot A_{ref} \tag{3.29}$$

$$S_{máx} = S_{m,W} \left[1 + \left(1 + 0{,}2 \cdot \left(\frac{z_m}{h} \right)^2 \right) \cdot \frac{[1 + 7 \cdot I_v(z_e] \cdot c_s c_d - 1}{c_o(z_m)} \right] \tag{3.30}$$

$$F_{T,W}(z) = F_{m,W}(z) \cdot \left[1 + \left(1 + 0{,}2 \cdot \left(\frac{z_m}{h}\right)^2\right) \cdot \frac{[1 + 7 \cdot I_v(z_e] \cdot c_s c_d - 1]}{c_o(z_m)}\right] \quad (3.31)$$

Em que:

I_v – Intensidade de turbulência;

c_f – Coeficiente de força;

$c_s c_d$ – Coeficiente estrutural;

z_m – Altura acima da base em que o efeito de carga é necessário;

h – Altura da torre (m);

c_o – Coeficiente de orografia.

Os casos de carga a ser considerados para a ação do vento dependem da forma da estrutura. No caso da intersecção projetada das pernas da estrutura for superior à altura do montante da mesma, figura 3.6 a), a força máxima deve ser calculada pela expressão (3.31), ou seja, deve ser usada a força equivalente de rajada do vento na direção da torre, $F_{T,W}(z)$. Nos casos em que a intersecção ocorre uma cota interior à do topo da estrutura, consideram-se dois casos de carga. No primeiro caso de carga considera-se a força media do vento, $F_{m,W}(z)$ calculada pela expressão (3.29), a baixo da intersecção e a força equivalente da rajada de vento, $F_{T,W}(z)$, acima da intersecção, como indica a figura 3.6 b1). No segundo caso considera-se a força media do vento, $F_{m,W}(z)$ calculada pela expressão (3.29), acima da intersecção e a força equivalente da rajada de vento, $F_{T,W}(z)$, a baixo da intersecção, como indica a figura 3.6 b2).

Quando o caso em estudo é o de uma torre com várias inclinações ao longo do seu corpo, deve ser analisado painel a painel, como está indicado na figura 3.6 c).

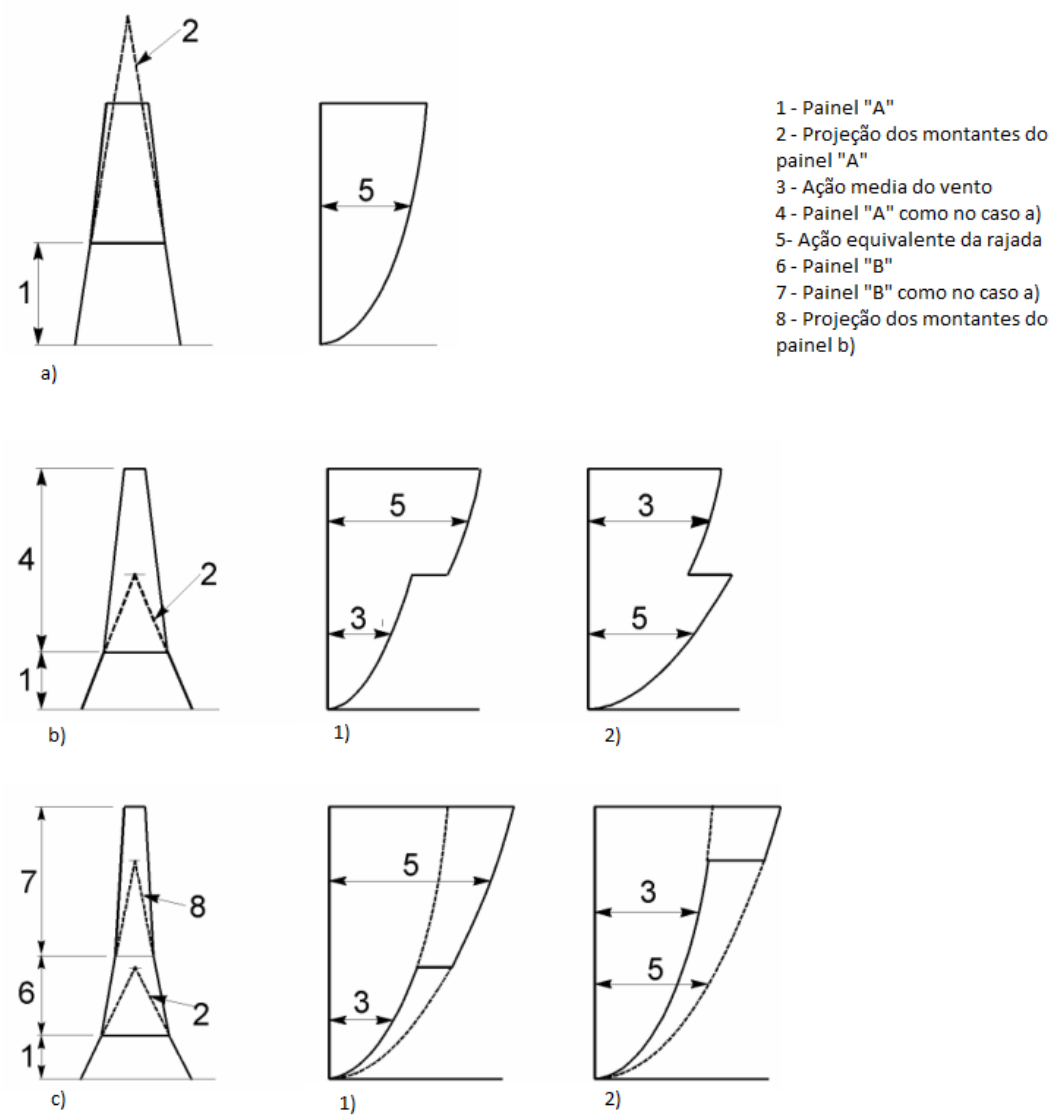


Figura 3.6 - Casos de carga, adaptado de

3.2.4.2 Coefeiciente de força

O coeficiente de força, c_f, aplicável para torres, na direção do vento, ao longo de uma secção da estrutura, é obtido pela expressão (3.32):

$$c_f = c_{f,S} + c_{f,A} \tag{3.32}$$

O coeficiente de força aplicável à estrutura, $c_{f,S}$, e o coeficiente de forças de elementos não estruturais, $c_{f,A}$, figura 3.6, fornece uma ajuda para o cálculo dos coeficientes de força.

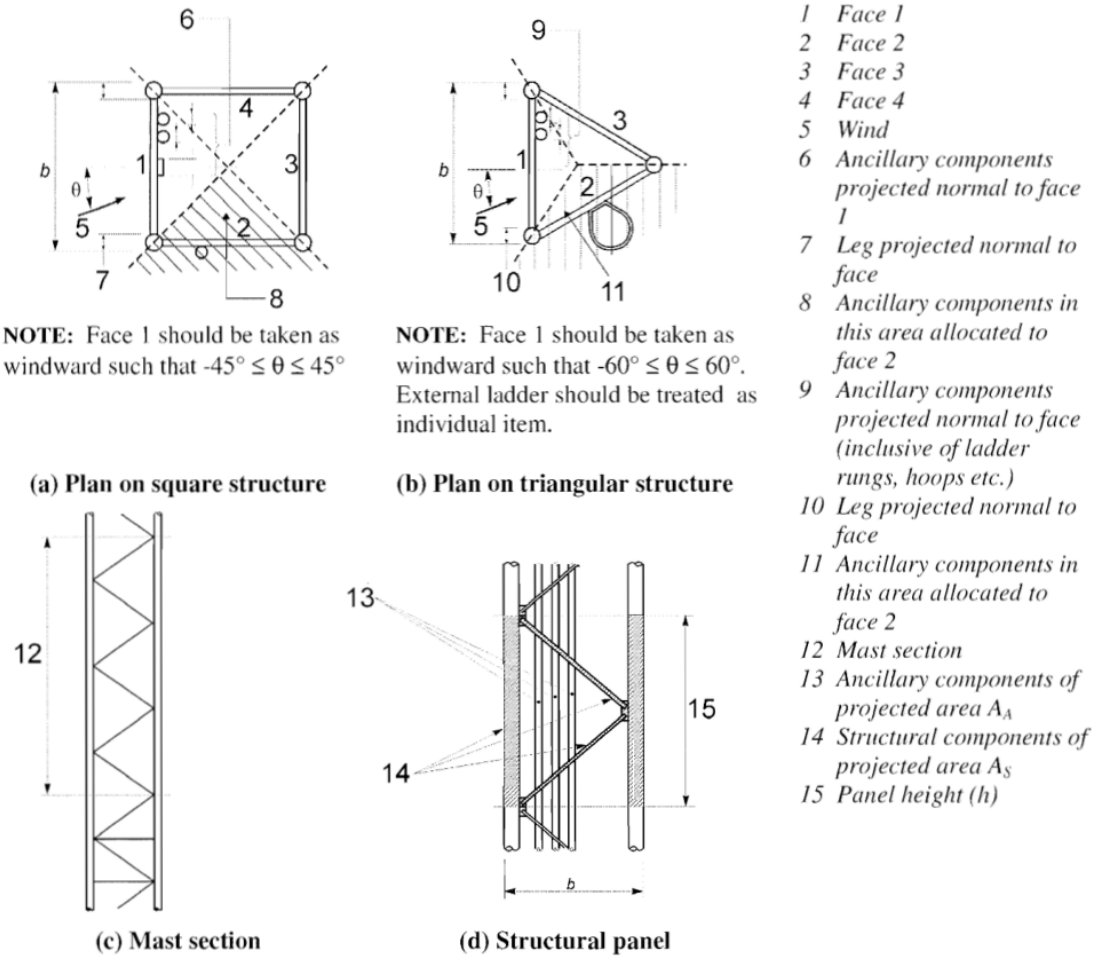


Figura 3.7 - Área projetada dos painéis (CEN 2006)

O coeficiente de força aplicável a estrutura, $c_{f,S}$, para estruturas treliçadas de base quadrada e triangular equilátera com áreas igual, é calculada pela expressão (3.33):

$$c_{f,S} = K_\theta \cdot c_{f,S,0} \tag{3.33}$$

Em que:

K_θ – Fator de incidência do vento;

$c_{f,S,0}$ – Coeficiente de força normal.

O fator de incidência do vento, K_θ, é determinado em função da forma da base da torre treliçada. Para torres de base quadrada, o fator é calculado pela expressão (3.34) e para torre de base triangular equilátera é calculado pela expressão (3.35). o fator de incidência do vento, K_θ, pode, também, ser estimado através do ábaco representado na figura 3.9.

$$K_\Theta = 1 + K_1 \cdot K_2 \cdot sin^2(2 \cdot \Theta) \tag{3.34}$$

$$K_\Theta = \frac{A_c + A_{c,sup}}{A_s} + \frac{A_f}{A_s} \cdot [1 - 0{,}1 \cdot sin^2(1{,}5 \cdot \Theta)] \tag{3.35}$$

Em que os fatores K_1 e K_2 são calculados pelas expressões (3.36) e (3.37), respetivamente:

$$K_1 = \frac{0{,}55 \cdot A_f}{A_s} + \frac{0{,}8 \cdot (A_c + A_{c,sup})}{A_s} \tag{3.36}$$

$$\begin{gathered} K_2 = 0{,}2 \; se \; 0 \leq \varphi \leq 0{,}2 \; e \; 0{,}8 \leq \varphi \leq 1{,}0 \\ K_2 = \varphi \; se \; 0{,}2 \leq \varphi \leq 0{,}5 \\ K_2 = 1 - \varphi \; se \; 0{,}5 \leq \varphi \leq 0{,}8 \end{gathered} \tag{3.37}$$

Em que:

Θ – Ângulo de incidência do vento, no plano, representado na figura 3.7;

A_f – Total da área projetada para elementos de secção angulosa;

A_c – Total da área projetada par elementos de secção circular em regime subcrítico;

$A_{c,sup}$ – Total da área projetada para elementos de secção circular em supercrítico;

A_s Soma das três parcelas projetadas, A_f, A_c e $A_{c,sup}$;

φ – Índice de cheios, obtido a partir da expressão (3.38).

O índice de cheios, φ, é calculado de acordo com o EN 1991-1-4 (IPQ 2010a), de onde se obtém a expressão (3.38):

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \tag{3.38}$$

Em que:

A – Soma das áreas projetadas no plano da face, perpendicular a esse plano, de todos os elementos e chapas *gousset* da face, obtido pela expressão (3.39);

A_c – Área limitada pelo contorno de face em projeção normal à mesma, calculado pela expressão (3.40).

$$A = \sum_i b_i \cdot l_i + \sum_k A_{gk} \tag{3.39}$$

$$A_c = d \cdot l \tag{3.40}$$

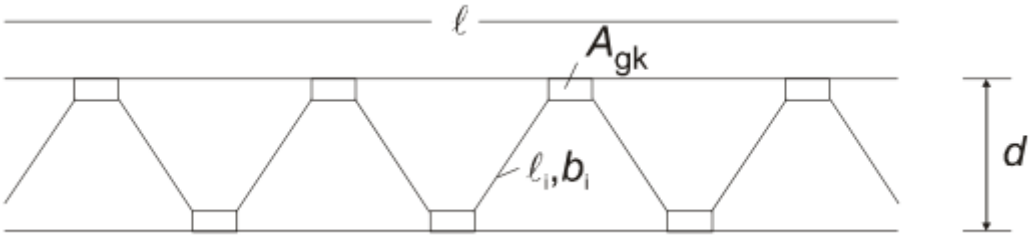


Figura 3.8 - Exemplo de estrutura treliçada (CEN 2006)

Para os elementos de secção circular é necessário verificar se estão em regime subcrítico ou em regime supercrítico. Esta verificação é feita com base no Número de Reynolds, R_e , calculado pela expressão (3.41). Para estar em regime subcrítico o Número de Reynolds, R_e, deve ser igual ou inferior a $4 \cdot 10^5$.

$$R_e = \frac{b \cdot v(z_e)}{v} \tag{3.41}$$

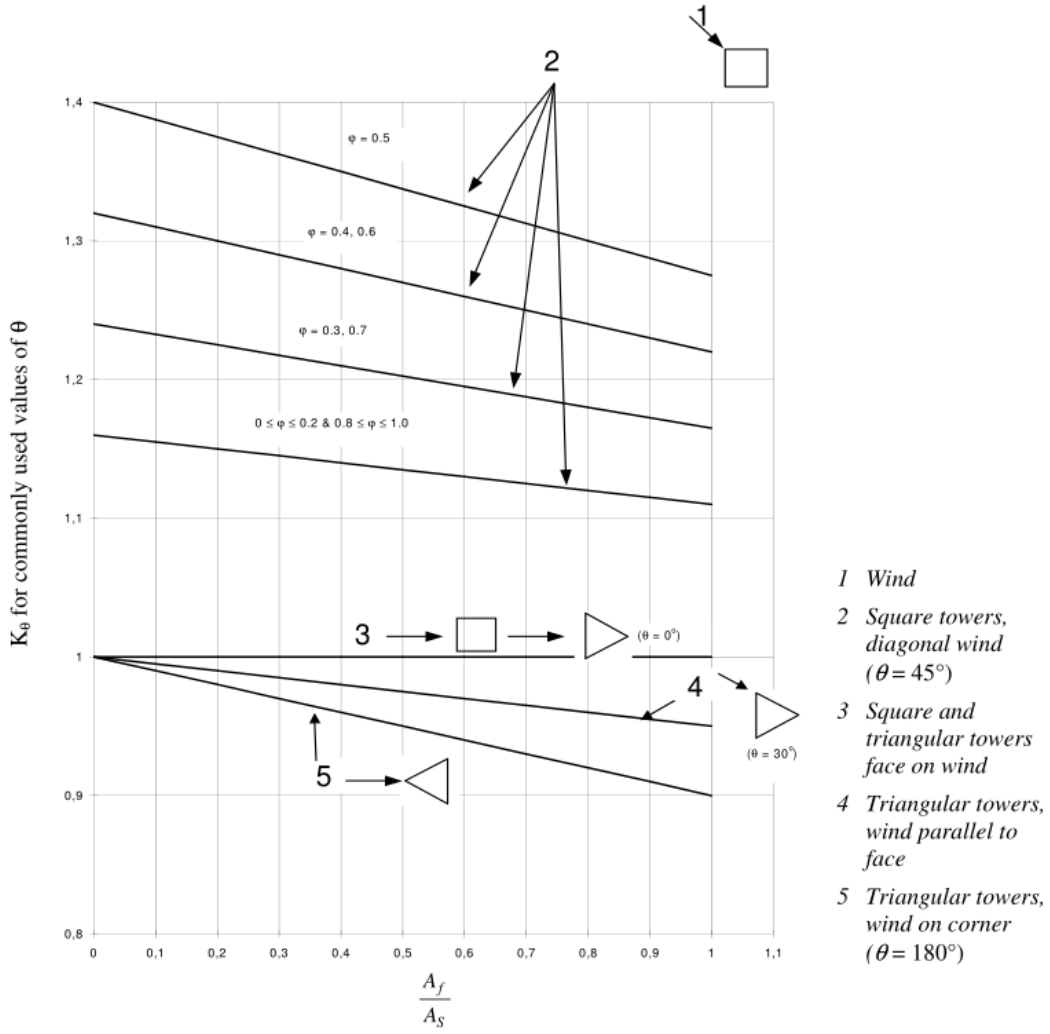


Figura 3.9 - Fatores de incidência do vento mais comuns (CEN 2006)

O coeficiente de força normal, $c_{f,S,0}$, aplicável a torres de base quadrada e triangular equilátera é calculado pela expressão (3.42), para uma dada secção j.

$$c_{f,S,0,j} = c_{f,0,f} \cdot \frac{A_f}{A_S} + c_{f,0,f} \cdot \frac{A_c}{A_s} + c_{f,0,c,sup} \cdot \frac{A_{c,sup}}{A_s} \tag{3.42}$$

Sendo $c_{f,0,f}$, $c_{f,0,f}$ e $c_{f,0,c,sup}$ os coeficientes de força para elementos de secção angulosa, elementos de secção circular em regime subcrítico e elementos de secção circular em regime supercrítico, sendo obtidos pelas expressões (3.43), (3.44) e (3.45), respetivamente:

$$c_{f,0,f} = 1{,}76 . C_1 \cdot [1 - C_2 \cdot \varphi + \varphi^2] \tag{3.43}$$

$$c_{f,0,c} = C_1 \cdot (1 - C_2 \cdot \varphi) + (C_1 + 0{,}875) \cdot \varphi^2 \quad (3.44)$$

$$c_{f,0,sup} = 1{,}9 - \sqrt{[(1-\varphi) \cdot (2{,}8 - 1{,}14 \cdot C_1 + \varphi]} \quad (3.45)$$

Onde os coeficientes C_1 e C_2 são dados em função da base por:

$C_1 =$ 2,25 para base quadrada

1,90 para base triangular

C_2 = 1,50 para base quadrada

1,40 para base triangular

O coeficiente de força para elementos não estruturais, é obtido pela expressão (3.46):

$$c_{f,A} = c_{f,A,0} \cdot K_A \cdot sin^2 \psi \quad (3.46)$$

Em que:

$c_{f,A,0}$ – Coeficiente de forma apropriado para elementos tendo em conta o Número de Reynold efetivo, que é dado pela figura 3.10, para membros individuais isolados, podendo ser, também, determinado de acordo o disposto em B.2.7.2 da EN 1993-3-1 (CEN 2006) para partes compostas de barras isoladas;

K_A – Fator de redução para tem em conta a proteção dada pela estrutura, isto é, quando a estrutura se encontra na frente do elemento. O valor do fator é dado na figura 3.11, retirado da EN 1993-3-1 (CEN 2006);

ψ – Ângulo de incidência do vento segundo o eixo longitudinal de qualquer membro linear.

Member type	Effective Reynold's number Re (see EN 1991-1-4) (see **NOTE 1**)	Drag (pressure) coefficient $c_{f,A,0}$ or $c_{f,G}$	
		Ice-free	Iced
(a) Flat-sided sections and plates	All values	2,0	2,0
(b) Circular sections and smooth wire	$\leq 2 \times 10^5$	1,2	1,2
	4×10^5	0,6	1,0
	$> 10 \times 10^5$	0,7	1,0
(c) Fine stranded cable, e.g. steel core aluminium round conductor, locked coil ropes, spiral steel strand with more than seven wires	Ice free:		
	$\leq 6 \times 10^4$	1,2	
	$\geq 10^5$	0,9	
	Iced:		
	$\leq 1 \times 10^5$		1,25
	$\geq 2 \times 10^5$		1,0
(d) Thick stranded cable, e.g. small wire ropes, round strand ropes, spiral steel strand with seven wires only (1 x 7)	Ice free:		
	$\leq 4 \times 10^4$	1,3	
	$> 4 \times 10^4$	1,1	
	Iced:		
	$\leq 1 \times 10^5$		1,25
	$\geq 2 \times 10^5$		1,0
(e) Cylinders with helical strakes of depth up to $0.12D$ (see **NOTE 2**)	All values	1,2	1,2

NOTE 1: For intermediate values of Re, $c_{f,A,0}$ should be obtained by linear interpolation.
NOTE 2: These values are based on the overall width, including twice the strake depth.
NOTE 3: The values for iced components are relevant for glazed ice; care should be exercised if they are used for rime ice (see ISO 12494).
NOTE 4: These values may be changed in the National Annex.

Figura 3.10 - Coeficientes típicos de componentes individuais (CEN 2006)

Position of ancillaries	Reduction factor, K_A	
	Square or rectangular plan form	Triangular plan form
Internal to the section	0,8	0,8
External to the section	0,8	0,8
NOTE: These values may be changed in the National Annex.		

Figura 3.11 - Fatores de redução de elementos não estruturais (CEN 2006)

3.2.4.3 Classes de fiabilidade

A EN 1993-3-1 (CEN 2006), faz referência a três Classes de fiabilidade (Quadro 3.4), á quais correspondem diferentes fatores parciais de segurança (Quadro 3.5), que se destinam tanto a ações permanentes, como a ações variáveis.

Quadro 3.4 - Classes de fiabilidade

Classe 1	Mastros e torres instaladas em campo aberto; torres em que, no caso de colapso, seja improvável provocar feridos e/ou perdas humanas
Classe 2	Todos os mastros e torres que não possam ser definidas como classe 1 ou 3
Classe 3	Mastros e torres instalados em áreas urbanas ou em zonas onde o colapso possa provocar feridos e/ou perdas humanas; mastros e torres considerados vitais para telecomunicações; torres onde se preveja que o colapso possa ter consequências severas

Quadro 3.5 - Fatores parciais de segurança

Tipo de Efeito	Classe de Fiabilidade	Ações Permanentes	Ações Variáveis
Desfavorável	1	1,0	1,2
	2	1,1	1,4
	3	1,2	1,6
Favorável	Todas a classes	1,0	0,0
Situações Acidentais		1,0	1,0

3.3 AÇÃO DO GELO E COMBINAÇÃO DA AÇÃO DO VENTO COM A AÇÃO DO GELO

O aparecimento de gelo numa torre metálica pode levar a um aumento da massa da estrutura bem com a um aumento da área de superfície. O que, na ocorrência de vento, resulta num aumento dos esforços provocados na estrutura, podendo condicionar o dimensionamento da estrutura. O efeito do vento na estrutura é tanto maior quanto maior for espessura da camada de gelo na mesma.

3.3.1 AÇÃO DO VENTO

A ação do gelo, bem como a combinação da ação do vento com a ação do gelo estão descritas na EN 1993-3-1 e na ISO 12494 (ISO 2017).

As características do gelo, como, densidade, deposição, grandeza e forma, são fortemente dependentes das condições meteorológicas locais, da topografia e da forma da estrutura.

O fenómeno de formação do gelo atmosférico pode ser classificado de acordo com dois processos de formação:

- Gelo em nuvem;
- Gelo de precipitação.

Destes dois processos podem resultar vários tipos de gelo, tais como, geada suave, geada dura, neve molhada e esmalte, com diferentes tipos de propriedades físicas, tais como, densidade, adesão, coesão, cor e forma. No Quadro 3.6 estão descritas as várias propriedades físicas de cada tipo de gelo que se pode formar.

Quadro 3.6 - Propriedades dos diferentes tipos de gelo (adaptado de (IPQ 2010a)

Tipo de Gelo	Densidade Kg/m^3	Aderência e Coesão	Aparência	
			Cor	Forma
Esmalte	900	Forte	transparente	Uniformemente distribuída/estalactites
Neve molhada	300 a 600	Fraca (formação) Forte (congelação)	Branca	Uniformemente distribuída/excêntrica
Geada dura	600 a 900	forte	Opaca	Excêntrica
Geada mole	200 a 600	Baixa a Média	Branca	Excêntrica

Para fins de dimensionamento de estruturas como torres e mastros, considera-se que todos os membros estão cobertos com uma espessura e densidade de gelo uniforme, podendo ser usados para calcular o peso próprio do gelo formado e para o cálculo das forças do vento devido a presença de gelo. Estas simplificações podem ser aplicadas em zonas onde se prevê a formação de esmalte ou de neve molhada. No entanto, para zonas onde se prevê a formação de geada, tal consideração não representa uma boa aproximação da realidade, pois, em casos de formação de geada não se pode assumir que haja formação de espessura constante de gelo. Apenas em zonas em que a geada é depositada em pequenas quantidades é que se pode considerar uma espessura uniforme, desde que sejam utilizados valores conservativos.

De forma a ser possível caracterizar quantidade de gelo que se poderá formar em determinado local, a ISO 12494 (ISO 2017), define o parâmetro Classe de Gelo (IC), usado para determinar o quão severo é o acréscimo de gelo em de terminado local. No Quadro 3.7 descreve a massa que se poderá formar na estrutura para um dos tipos de gelo, neste caso o esmalte com densidade de 900 Kg/m^3.

Quadro 3.7 - Classes do tipo de gelo Esmalte (adaptado de (IPQ 2010a)

Densidade do Gelo=900 Kg/m^3					
Classes de Gelo (IC)	Espessura do Gelo (mm)	Massa para o esmalte, m, Kg/m^3			
		Diâmetro do cilindro, mm			
		10	30	100	300
G1	10	0,6	1,1	3,1	8,6
G2	20	1,7	2,8	6,8	18,1
G3	30	3,4	5,1	11,0	28,0
G4	40	5,7	7,9	15,8	38,5
G5	50	8,5	11,3	21,2	49,5
G6	Usar para acréscimos extremos de gelo				

Para estimar o peso do gelo torres treliçadas e mastros, podem-se assumir que todos os membros estruturais e não estruturais estão cobertos com espessura de gelo constante em toda a sua superfície, como está representado na figura 3.12.

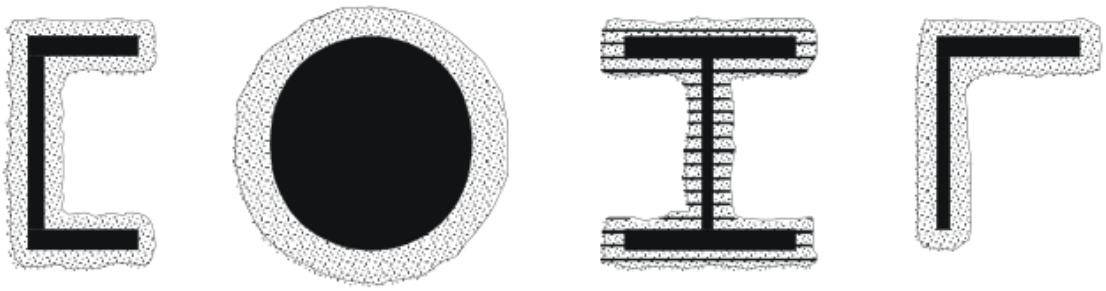


Figura 3.12 - Modelo de deposição do gelo do tipo esmalte

3.3.2 COMBINAÇÃO DA AÇÃO DO GELO COM A AÇÃO DO VENTO

Devem ser tomadas em consideração duas combinações de ações, que são:

- Para ação dominante do gelo acompanhada de vento:
  $\gamma_G \, G_k + \gamma_{ice} \, Q_{k,ice} + \gamma_w \, k \, \psi_w \, Q_{k,w}$
- Para ação dominante do vento acompanhada de gelo:
  $\gamma_G \, G_k + \gamma_w \, k \, Q_{k,w} + \gamma_{ice} \, \psi_{ice} \, Q_{k,ice}$

Sendo $\psi_w = 0{,}5 \; e \; \psi_{ice} = 0{,}5$, os valores recomendados pela EN 1991-3-1 (CEN 2006), no entanto, o Anexo Nacional de cada país pode sugerir outros valores.

Os valores do fator de redução da pressão, k, que depende do tipo de gelo e da classe de gelo (IC), estão definidos no quadro 3.8, para o caso do esmalte.

Quadro 3.8 - Fator de redução da pressão do vento

Classe de Gelo (IC)	k
G1	0,40
G2	0,45
G3	0,50
G4	0,55
G5	0,60

4
DISPOSIÇÕES REGULAMENTARES NECESSÁRIAS AO DIMENSIONAMENTO

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Para o dimensionamento de estruturas metálicas, no qual se inserem as estruturas em estudo, é necessário consultar o Eurocódigo 3, pois é nesta norma onde estão incluídas todas as disposições regulamentares aplicáveis a este tipo de estruturas, contendo as regras, sugestões e verificações necessárias para o seu correto dimensionamento. No que concerne ao tipo de estruturas em estudo, apresentam-se neste capitulo as disposições da norma EN1993-1-1 (IPQ 2010b), referente se refere a regras gerais e regras para edifícios, e da norma EN1993-3-1 (CEN 2006), que se refere a torres, mastros e chaminés. Nesta última norma são abordados aspetos específicos relacionados com:

- Classificação da estrutura, método de análise, incorporação de imperfeições;
- Alteração das regras estipuladas na EN1993-1-1 às quais se faz referência na EN1993-3-1;
- Verificações de segurança da estrutura (barras e secções).

O dimensionamento e verificação de segurança de uma estrutura metálica requer o cumprimento sequencial de um número de etapas por parte do projetista. Como explicitado por Camotim (Camotim 2006):

I) Classificação da estrutura
   - Consideração dos efeitos de 2ª ordem
     - Suscetível aos efeitos de 2ª ordem
     - Não suscetível aos efeitos de 2ª ordem
   - Classificação das secções das barras
     - Classe 1
     - Classe 2
     - Classe 3
     - Classe 4
   - Classificação das ligações
     - Rigidez
     - Resistência

II) Consideração das imperfeições geométricas
   - Globais
   - Locais
   - Forças equivalentes às imperfeições

III) Escolha do método de analise global

- Análise elástica
- Análise plástica
  - Elasto-Plástico
  - Elástica-Perfeitamente Plástica
  - Rígido-Plástica

IV) Cálculo de esforços de dimensionamento
- Análise de 1ª ordem (geometricamente linear)
- Análise de 2ª ordem (geometricamente não-linear)

V) Verificação da estabilidade do pórtico

VI) Verificação de segurança das barras
- Secções (tensões diretas)
- Barras (fenómenos de instabilidade)

VII) Verificação de segurança das ligações
- Ligações aparafusadas
- Ligações soldadas
- Ligações mistas

VIII) Verificação da deformabilidade do pórtico
- Estados limites de serviço
  - Deslocamentos
  - Vibrações

4.2 CLASSIFICAÇÃO DA ESTRUTURA

4.2.1 EFEITOS DE 2º ORDEM

Os efeitos de 1ª ordem são definidos como os deslocamentos e esforços internos, devidos às forças atuantes, obtidos com a análise do equilíbrio da estrutura a partir da sua configuração geométrica inicial, sem considerar qualquer tipo de deformação (Ceccon 2008).

No entanto, pode ser necessário fazer-se uma análise do equilíbrio da estrutura considerando a sua configuração deformada e somar os efeitos daí obtidos – efeitos de 2ª ordem – aos obtidos na análise de 1ª ordem.

Os efeitos de 2ª ordem devem ser considerados sempre que modifiquem significativamente o comportamento estrutural ou aumentem os efeitos das ações, (IPQ 2010b). A EN1993-1-1 (IPQ 2010b), recomenda que, numa analise elástica, os efeitos de 2ª ordem possam desprezados, se:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \ (\geq 15 \text{ para uma análise plástica}) \tag{4.1}$$

Em que:

α_{cr} – Fator pelo qual as ações de calculo deveriam ser multiplicadas para provocar a instabilidade num modo global;

F_{cr} – Valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global;

F_{Ed} – Valor de cálculo do carregamento da estrutura.

Contudo, a norma 1993-3-1 (CEN 2006), indica, na cláusula 5.1(5), que torres treliçadas podem ser analisadas usando a geometria inicial da estrutura, desprezando os efeitos de 2ª ordem.

4.2.2 CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES

Geralmente, as secções transversais metálicas, laminadas ou soldadas, são compostas por chapas de pequenas espessura, o que, por compressão, pode levar a uma instabilidade local, resultando numa redução da capacidade resistente em compressão ou flexão (Caetano 2015). Deste modo, a classificação de uma secção transversal de uma estrutura é de capital importância no dimensionamento, pois avalia o comportamento do elemento em relação à resistência e capacidade de rotação, dado que estas são influenciadas por fenómenos de encurvadura local.

A EN1993-1-1 (IPQ 2010b), define quatro classes de secções de acordo com a sua capacidade de rotação e capacidade de formar rotulas plásticas, tendo por base a esbelteza dos elementos da secção e a distribuição de tensões, apresentadas no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Classificação de secções. (IPQ 2010b)

Classificação de secções	
Classe 1	Secções em que se pode formar uma rótula plástica, com uma capacidade de rotação superior à mínima exigida para uma análise plástica, sem redução da sua resistência
Classe 2	Secções em que se pode atingir o momento plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local
Classe 3	Secções em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica das tensões, pode atingir o valor de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido
Classe 4	Secções em que ocorre encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal

O comportamento à flexão das secções acima descritas apresenta-se ilustrado na Figura 4.1

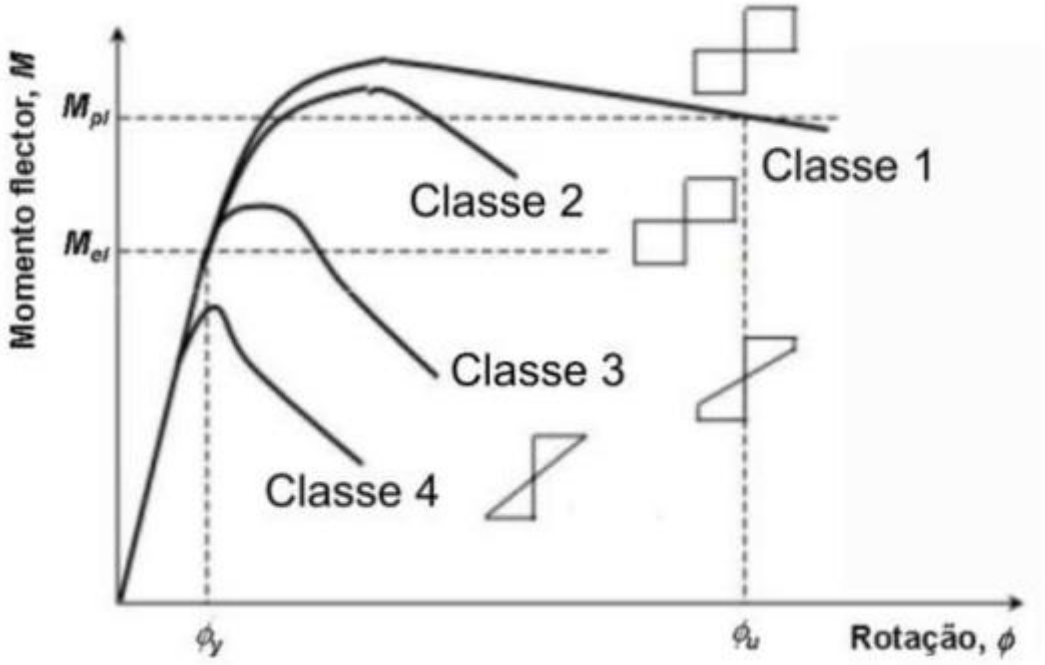
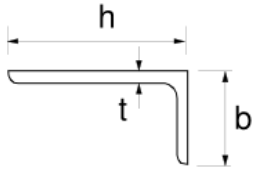
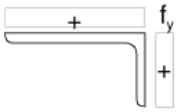


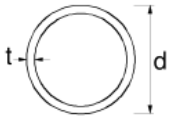
Figura 4.1 - Comportamento das secções à flexão, adaptado de (Simões 2014)

A classificação de uma secção é sempre dada pela maior classe, sendo a mais desfavorável, obtida da análise individual de cada um dos elementos comprimidos, ou parcialmente comprimidos, constituintes da mesma.

A classificação baseia-se na esbelteza dos elementos, através dos rácios largura-espessura, no fator ε, que está dependente da tensa de cedência do aço, e no coeficiente de encurvadura k_σ. Para a classificação é necessário fazer-se uma distinção entre elementos internos (apoiado em ambos os bordos) e elementos externos (com um bordo apoiado e outro livre). A classificação também depende da natureza das tensões atuantes (associadas a N, M ou N+M). Na EN1993-1-1 (IPQ 2010b), capitulo 5.5, estão apresentadas quadros que permitem proceder à classificação da maior parte dos elementos. No entanto, como no presente trabalho são apenas utilizadas secções em cantoneira e secções tubulares, apenas se encontra apresentada informação referente a estas secções, na figura 4.2.

Consultar também "Banzos em consola" (ver página 2 de 3)	Cantoneiras 	Não se aplica a cantoneiras em contacto contínuo com outros componentes

Classe	Secção comprimida
Distribuição das tensões na secção (compressão positiva)	
3	$h/t \leq 15\varepsilon$ e $\frac{b+h}{2t} \leq 11{,}5\varepsilon$

Secções tubulares 

Classe	Secção em flexão e/ou compressão
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ ***NOTA**: Para $d/t > 90\varepsilon^2$ ver a EN 1993-1-6.*

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	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 4.2 - Limites máximos dos rácios largura-espessura para componentes comprimidos (IPQ 2010b)

A EN1993-3-1 (CEN 2006), na clausula 6.2.1(1), faz referência à classificação das secções transversais, na qual o valor máximo do rácio largura-espessura, calculado pela expressão (4.2) presente na Figura 4.2, deve ser substituída pela expressão (4.3), tornando a classificação mais conservativa.

$$\frac{h}{t} \tag{4.2}$$

$$\frac{h-2t}{t} \tag{4.3}$$

4.3 IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

A existência de imperfeições, defeitos e desvios geométricos é inevitável, por mais cuidadosa que seja a execução das etapas de construção e montagem de estruturas metálicas. Estas podem ser de várias naturezas, como por exemplo:

- Falta de linearidade dos eixos dos elementos constituintes;

- Falta de verticalidade, retilinearidade, planura ou de ajustamento;
- Folgas;
- Tensões residuais;
- Excentricidade nas ligações;
- Excentricidade no ponto de aplicação das cargas.

As imperfeições geométricas levam ao aparecimento de esforços adicionais, os quais não devem ser desprezados na análise global na fase de dimensionamento da estrutura.

A EN1993-1-1 (IPQ 2010b), faz referência a diversos tipos de imperfeições geométricas, no entanto admite, por forma a simplificar, a utilização imperfeições geométricas equivalentes, distinguindo três tipos distintos:

- Imperfeições globais da estrutura, por exemplo a falta de linearidade vertical;
- Imperfeições locais dos elementos considerados individualmente (imperfeições nas barras), por exemplo a falta de linearidade no eixo da barra;
- Imperfeições do sistema de contraventamento.

As imperfeições globais são introduzidas na análise global da estrutura considerando-se uma inclinação inicial, φ, com a direção mais desfavorável, traduzindo assim uma falta de verticalidade global na estrutura. O valor da inclinação, φ, é calculada pela expressão (4.4):

$$\Phi = \Phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \tag{4.4}$$

Em que:

Φ_0 – Valor base igual a 1/200

α_h - Coeficiente de redução, calculado em função de h através de (4.5):

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \; mas \; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1{,}0 \tag{4.5}$$

α_m – Coeficiente de redução associado ao número de colunas num piso, obtido por (4.6), onde m é o número de pilares com $N_{Ed} \geq 50\%$ do valor médio do esforço axial

$$\alpha_m = \sqrt{0{,}5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \tag{4.6}$$

A EN 1993-1-1 (IPQ 2010b), permite, como simplificação, que os efeitos das imperfeições geométricas sejam substituídos por sistemas de forças horizontais equivalentes, como mostra a Figura 4.3.

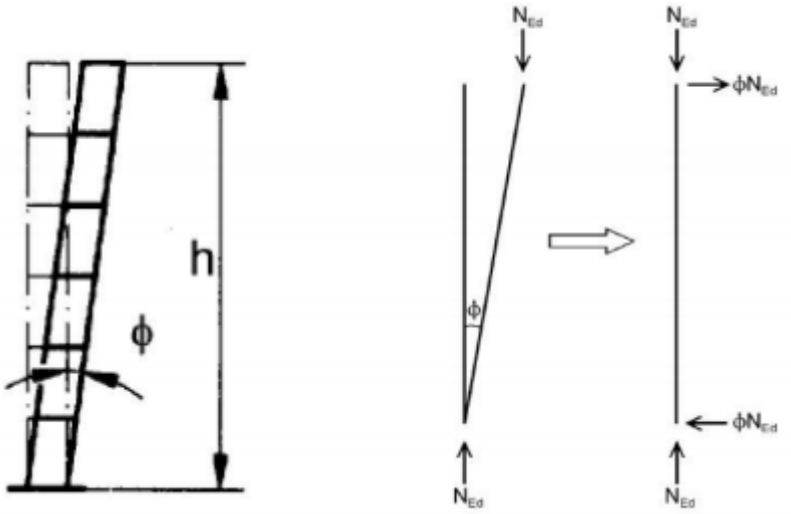


Figura 4.3 - Imperfeição global da estrutura, φ, e forças equivalentes, adaptado de (IPQ 2010b)

No entanto a EN1993-1-1 (IPQ 2010b), permite que não se considerem as imperfeições geométricas, no caso de se verificar que $H_{Ed} \geq 0{,}15V_{Ed}$. Como tal, no caso das torres, como as forças horizontais, relativas à ação do vento, são as condicionantes e as cargas verticais relativamente baixas, as forças horizontais equivalentes às imperfeições globais tornam-se praticamente desprezáveis.

4.4 MÉTODO DE ANÁLISE

A escolha do método de análise não se resume apenas à escolha do método de análise geométrica, como referido anteriormente. Também é necessário escolher um método de análise global tendo em consideração o comportamento não linear dos materiais. A EN 1993-1-1 (IPQ 2010b) indica os dois métodos que podem ser usados:

- Análise global elástica;
- Análise global plástica
  - Elasto-Plástica;
  - Elástica-Perfeitamente Plástica;
  - Rígido-Plástica

A análise elástica baseia-se na hipótese de a relação tensão-deformação do material ser linear para qualquer nível de tensões atuantes. Esta análise pode ser utilizada em todos os casos, quer para quando a resistência das secções transversais está limitada pela encurvadura local, quer quando a resistência das secções transversais se baseia na resistência plástica.

A análise global plástica só pode ser utilizada quando a estrutura possui uma capacidade de rotação suficiente nos locais onde se formam rótulas plásticas ,tanto nos elementos como nas ligações, isto é, quando for possível assegurar a estabilidade dos elementos onde se formem rótulas plásticas e quando a estrutura tem a capacidade de rotação suficiente para permitir a redistribuição de momentos fletores. Este tipo de análise considera os efeitos do comportamento não linear dos materiais no cálculo dos efeitos provocados pelas ações no sistema estrutural. E pode ser modelado por um dos seguintes métodos:

- Análise elasto-plástica: as secções e/ou ligações plásticas são modelas como rótulas plásticas;
- Análise Plástica não linear: é considerada a plastificação parcial dos elementos ao longo das zonas plásticas;
- Análise rígido-plástica: despreza-se o comportamento elástico dos troços dos elementos entre rótulas plásticas.

4.5 ENCURVADURA

4.5.1 ENCURVADURA POR FLEXÃO DE ELEMENTOS À COMPRESSÃO

Os elementos usados na construção de torres treliçadas são na sua maioria esbeltos, razão pela qual, quando submetidos a grandes esforços de compressão, podem gerar-se fenómenos de instabilidade, pela ocorrência de deformações transversais (figura 4.4). este fenómeno designa-se de encurvadura e consiste no surgimento de esforços de flexão devido a apenas esforços de compressão axial.

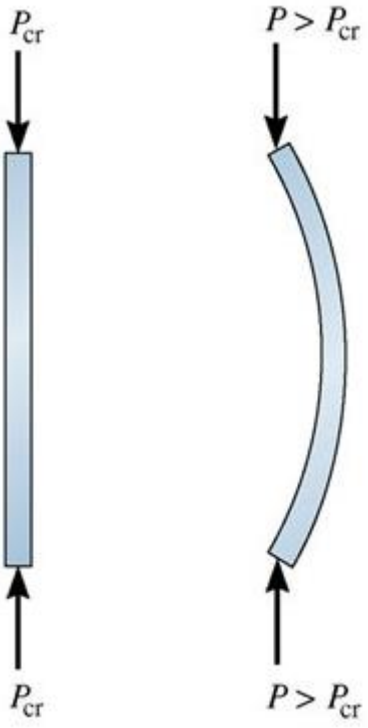


Figura 4.4 - Deformação lateral de um elemento esbelto submetido a uma carga de compressão, P, superior à crítica, Pcr (encurvadura) (Alonso et al. 2015)

A carga de compressão máxima, a partir da qual o elemento começa a desenvolver deformações transversais, designa-se carga crítica, N_{cr}, sendo definida pela fórmula desenvolvida por Euler (4.7):

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2} \tag{4.7}$$

Em que:

E – Módulo de elasticidade do material;

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

L – Comprimento da barra.

Assim a resistência à encurvadura de um elemento depende da rigidez de flexão da secção transversal, de seu comprimento e das condições de apoio. A EN 1993-1-1 (IPQ 2010b) possibilita o dimensionamento de elementos sujeitos à compressão simples através de curvas de encurvadura. Este método permite representar o efeito de imperfeições das peças (falta de linearidade, excentricidade das cargas, tensões residuais, entre outras), substituindo as mesmas por uma configuração inicial deformada equivalente.

4.5.2 ENCURVADURA LATERAL

A encurvadura lateral consiste na deformação lateral de um elemento comprimido e, também, sujeito a flexão em torno do eixo de maior inércia. Este fenómeno é característico de secções abertas de paredes finas e depende, principalmente, do momento máximo que o elemento resiste sem encurvar lateralmente, designado por momento crítico.

4.5.3 DIMENSIONAMENTO À COMPRESSÃO SIMPLES

De acordo com a EN 1993-1-1 (IPQ 2010b), a resistência de uma secção sujeita a esforços axiais de compressão deve satisfazer a condição expressa na expressão (4.8).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1{,}0 \tag{4.8}$$

Em que:

N_{Ed} – Valor de cálculo do esforço axial de compressão atuante;

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

O valor de cálculo do esforço axial de compressão resistente, $N_{c,Rd}$, deve ser determinado pelas expressões (4.9) e (4.10) dependendo da classe da secção:

- Secções de classe 1, 2 e 3:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \tag{4.9}$$

- Secções de classe 4:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \tag{4.10}$$

Em que:

A – Área total de secção;

A_{eff} – Área efetiva de uma secção transversal de classe 4;

f_y – Tensão de cedência do aço,

γ_{M0} – Coeficiente parcial de segurança, definido de acordo com a EN 1993-1-1.

Nos elementos comprimidos deve ser verificada a resistência à encurvadura de um elemento comprimido, $N_{b,Rd}$, devendo ser comprida a condição $N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$. A resistência à encurvadura é calculada pelas expressões (4.11) ou (4.12):

- Secções de classe 1, 2 e 3:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \tag{4.11}$$

- Secções de classe 4:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \tag{4.12}$$

Em que:

χ – Coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante;

γ_{M1} – Coeficiente parcial de segurança, definido de acordo com a EN 1993-1-1.

O valor do coeficiente de redução, χ, correspondente à adequada esbelteza normalizada, $\bar{\lambda}$, quando o elemento é solicitado à compressão axial, deve ser determinado pelo seguinte método de calculo:

- Secções de classe 1, 2 e 3:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \tag{4.13}$$

- Secções de classe 4:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{A_{eff}/A}}{\lambda_1} \tag{4.14}$$

$$\Phi = 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha\left(\bar{\lambda} - 0{,}2\right)\bar{\lambda}^2\right] \tag{4.15}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \tag{4.16}$$

Em que:

N_{cr} – Carga crítica elástica (carga crítica de Euler);

L_{cr} – Comprimento de encurvadura;

i – Raio de giração;

λ_1 – Calculando $\lambda_1 = \pi\sqrt{E/f_y} = 93{,}9\varepsilon, sendo\ \varepsilon = \sqrt{235/f_y}$;

α – Fatos de imperfeição correspondente à curva de encurvadura apropriada, indicadas na figura 4.5 e no Quadro 4.2 (Rui C. Barros (1998)) .

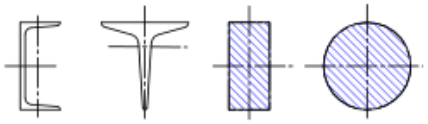
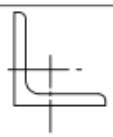
Secção transversal		Limites	Encurva-dura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Secções tubulares		acabadas a quente	qualquer	a	a_0
		enformadas a frio	qualquer	c	c
Perfis U, T e secções cheias			qualquer	c	c
Cantoneiras			qualquer	b	b

Figura 4.5 - Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal (adaptado de (IPQ 2010b)

Quadro 4.2 - Fatores de imperfeição (adaptado de (IPQ 2010b)

Curva de encurvadura	a_0	a	b	c	d
Fator de imperfeição (α)	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

De acordo com a EN 1993-1-1 (IPQ 2010b), elementos comprimidos constituídos por secções compostas, isto é, elementos constituídos por barras em contacto ou pouco afastadas ligadas entre si por parafusos ou por soldadura, como mostra a figura 4.6, ou cujos os elementos sejam constituídos por

cantoneiras dispostas em cruz ligadas entre si em dois planos perpendiculares por pares de travessas, como mostra a figura 4.7, podem ser verificados em relação à sua encurvadura como sendo uma peça única e homogénea, desde que o elemento satisfaça as condições de um afastamento definidas no Quadro 4.3.

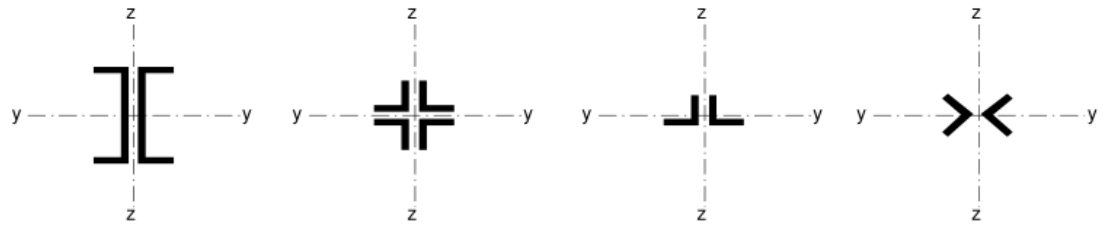


Figura 4.6 - Elementos compostos por perfis pouco afastados (IPQ 2010b)

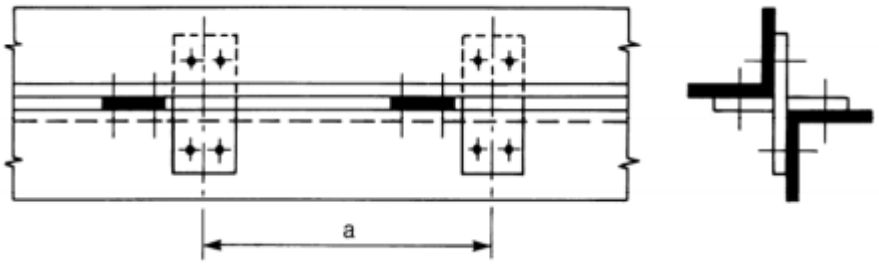


Figura 4.7 - Elementos compostos por cantoneiras dispostas em cruz (IPQ 2010b)

Quadro 4.3 - Afastamentos máximos (IPQ 2010b)

Tipo de elemento composto	Afastamento máximo entre ligações
Elementos ligados entre si por parafusos ou por soldadura	15 i_{min}
Elementos ligados entre si por pares de travessas	70 i_{min}

i_{min}- Raio de giração mínimo de uma corda ou de uma cantoneira

No entanto, a verificação de segurança à encurvadura pode ser dispensada caso se verifique que $\bar{\lambda} \leq 0{,}2$ ou $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 0{,}04$.

De acordo com a EN 1993-3-1 (CEN 2006), em elementos de secção constante sujeitos a um esforço de compressão axial constante, o fator de redução, χ, e o fator Φ necessário para determinar o de redução, devem ser ambos determinados utilizando o coeficiente de esbelteza adimensional efetivo, $\bar{\lambda}_{eff}$, em vez de $\bar{\lambda}$, calculado pelas expressões (4.13) e (4.14). o coeficiente de esbelteza adimensional efetivo é definido pela expressão (4.17):

$$\bar{\lambda}_{eff} = k \cdot \bar{\lambda} \tag{4.17}$$

Em que:

k – Fator de esbelteza efetiva, definido em 4.5.3.1;

$\bar{\lambda}$ – Calculando $\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1$;

λ_1 – Calculando $\lambda_1 = \pi\sqrt{E/f_y} = 93{,}9\varepsilon, sendo\ \varepsilon = \sqrt{235/f_y}$;

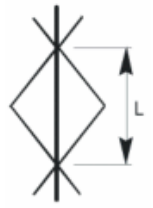
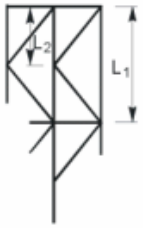
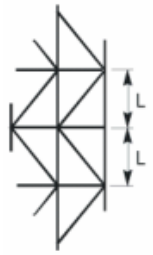
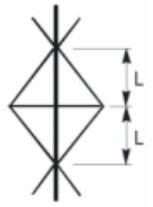
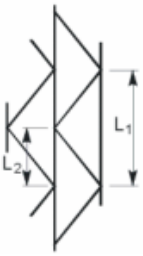
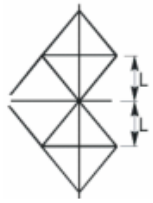
λ - Esbelteza relevante para o modo de encurvadura, definido em 4.5.3.2.

Para cantoneiras que não se encontrem rigidamente ligadas (ligadas por, pelo menos, dois parafusos, no caso de serem aparafusadas) em ambas as extremidades, a resistência à encurvadura, calculada pelas expressões (4.11) e (4.12), devem ser reduzidas por um fator de redução, η, que deve tomar os seguintes valores:

- $\eta = 0{,}8$ – Ligação simples com um parafuso em ambas as extremidades;
- $\eta = 0{,}9$ – Ligação com um parafuso numa extremidade e ligação rígida na outra extremidade (dois ou mais parafusos).

4.5.3.1 Fator de esbelteza efativa K

De acordo com a EN 1993-3-1 (CEN 2006), de forma a se calcular a esbelteza generalizada apropriada, o fator de esbelteza efetiva, k, deve ser determinado em função do tipo de elemento estrutural. Para os montantes, o fator é obtido da figura 4.8, para diagonais e travessas, o fator é obtido da figura 4.9. No caso das diagonais e travessas deve ter-se em conta a forma do contraventamento e o tipo de ligação usados.

Symmetrical bracing			**Unsymmetrical bracing**			
Section	(3)		Section	(3)		
Axis	v - v	y - y	Axis	v - v	y - y	y -y
 **Case (a)** Primary bracing at both ends	$0,8+\frac{\overline{\lambda}}{10}$ but ≥ 0,9 and ≤ 1,0	1,0 (1)	 discontinuous top end with horizontals	$1,2\left(0,8+\frac{\overline{\lambda}}{10}\right)$ but ≥ 1,08 and ≤ 1,2 on L_2 (2)	$1,2\left(0,8+\frac{\overline{\lambda}}{10}\right)$ but ≥ 1,08 and ≤ 1,2 on L_1	1,0 on L_1 (1)
 asymmetric  symmetric **Case (b)** Primary bracing at one end and secondary bracing at the other	$0,8+\frac{\overline{\lambda}}{10}$ but ≥ 0,9 and ≤ 1,0	1,0 (1)	 **Case (d)** Primary bracing at both ends			
 **Case (c)** Secondary bending at both ends	$0,8+\frac{\overline{\lambda}}{10}$ but ≥ 0,9 and ≤ 1,0	1,0	 **Case (e)** Primary bracing at both ends	$0,8+\frac{\overline{\lambda}}{10}$ but ≥ 0,9 and ≤ 1,0 on L_2 (2)	$0,8+\frac{\overline{\lambda}}{10}$ but ≥ 0,9 and ≤ 1,0 on L_1	1,0 on L_1 (1)

NOTE 1: A reduction factor may be justified by analysis.
NOTE 2: Only critical if very unequal angle section is used.
NOTE 3: The above values only apply to 90° angles.

Figura 4.8 - Fator de esbelteza efetiva, k, para montantes (CEN 2006)

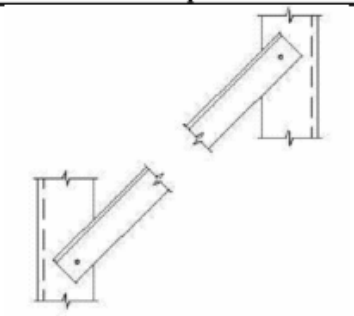
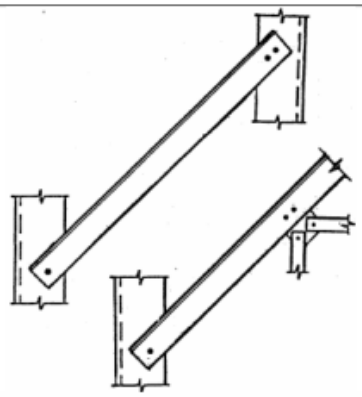
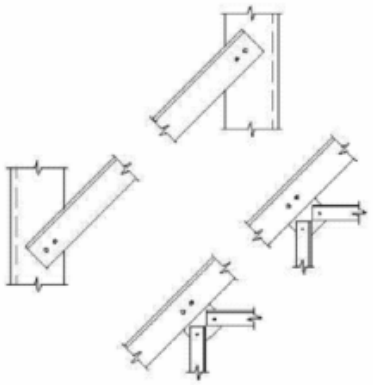
Type of restraint	Examples	Axis	k
Discontinuous both end (i.e. single bolted at both ends of member)		v-v	$0,7+\frac{0,35}{\bar{\lambda}_v}$
		y-y	$0,7+\frac{0,58}{\bar{\lambda}_y}$
		z-z	$0,7+\frac{0,58}{\bar{\lambda}_z}$
Continuous one end (i.e. single bolted at one end and either double bolted or continuous at other end of member)		v-v	$0,7+\frac{0,35}{\bar{\lambda}_v}$
		y-y	$0,7+\frac{0,40}{\bar{\lambda}_y}$
		z-z	$0,7+\frac{0,40}{\bar{\lambda}_z}$
Continuous both ends (i.e. double bolted at both ends, double bolted at one end and continuous at other end, or continuous at both ends of the member)		v-v	$0,7+\frac{0,35}{\bar{\lambda}_v}$
		y-y	$0,7+\frac{0,40}{\bar{\lambda}_y}$
		z-z	$0,7+\frac{0,40}{\bar{\lambda}_z}$
NOTE 1: Above details are shown for illustrative purposes only and may not reflect practical design aspects. **NOTE 2:** Details are shown for connections to angle legs. The factor K applies equally to connections to tubular or solid round legs through welded gusset plates.			

Figura 4.9 - fator de esbelteza efetiva, k, para diagonais e travessas (CEN 2006)

4.5.3.2 Comprimento de encurvadura e esbelteza

No caso de montantes, a norma recomenda que a esbelteza não deve ser geralmente superior a 120.

Quando os montantes constituídos por cantoneiras, secções tubulares ou secções solidas circulares sujeitos a compressão axial, contraventados de forma simétrica em dois planos normais, no caso de torres de secção quadrada, ou em planos afastados 60°, no caso de torres de secção triangular, a esbelteza deve ser determinada considerando o comprimento do sistema entre nós. No caso dos contraventamentos estarem desalinhados em dois planos, a esbelteza para os casos representados na figura 4.8, deve ser determinada pelas expressões (4.18) e (4.19):

- secções em cantoneira:

$$\lambda = \frac{L_1}{i_{yy}} \; ou \; \lambda = \frac{L_2}{i_{vv}} \tag{4.18}$$

- Secções tubulares:

$$\lambda = \frac{L_1}{i_{yy}} \tag{4.19}$$

No caso dos sistemas de contraventamento primários e secundários, devem ser usadas as regras representadas na figura 4.10. Os contraventamento secundários podem ser usados para subdividir os contraventamentos primários ou montantes, como se pode ver na figura 4.10 (IA, IIA, IIIA, IVA).

A esbelteza, λ, para elementos de contraventamento deve ser determinada por:

$$\lambda = \frac{L_{di}}{i_{vv}} \tag{4.20}$$

Onde L_{di} é especificado na figura 4.10.

O valor da esbelteza para elementos de contraventamento primário deve ser geralmente inferior a 180 e para os elementos de contraventamento secundário deve ser inferior a 250. Limitar a esbelteza é importante porque, para valores muito elevados, pode levar a vibrações que tornem os elementos vulneráveis a danos devido à flexão.

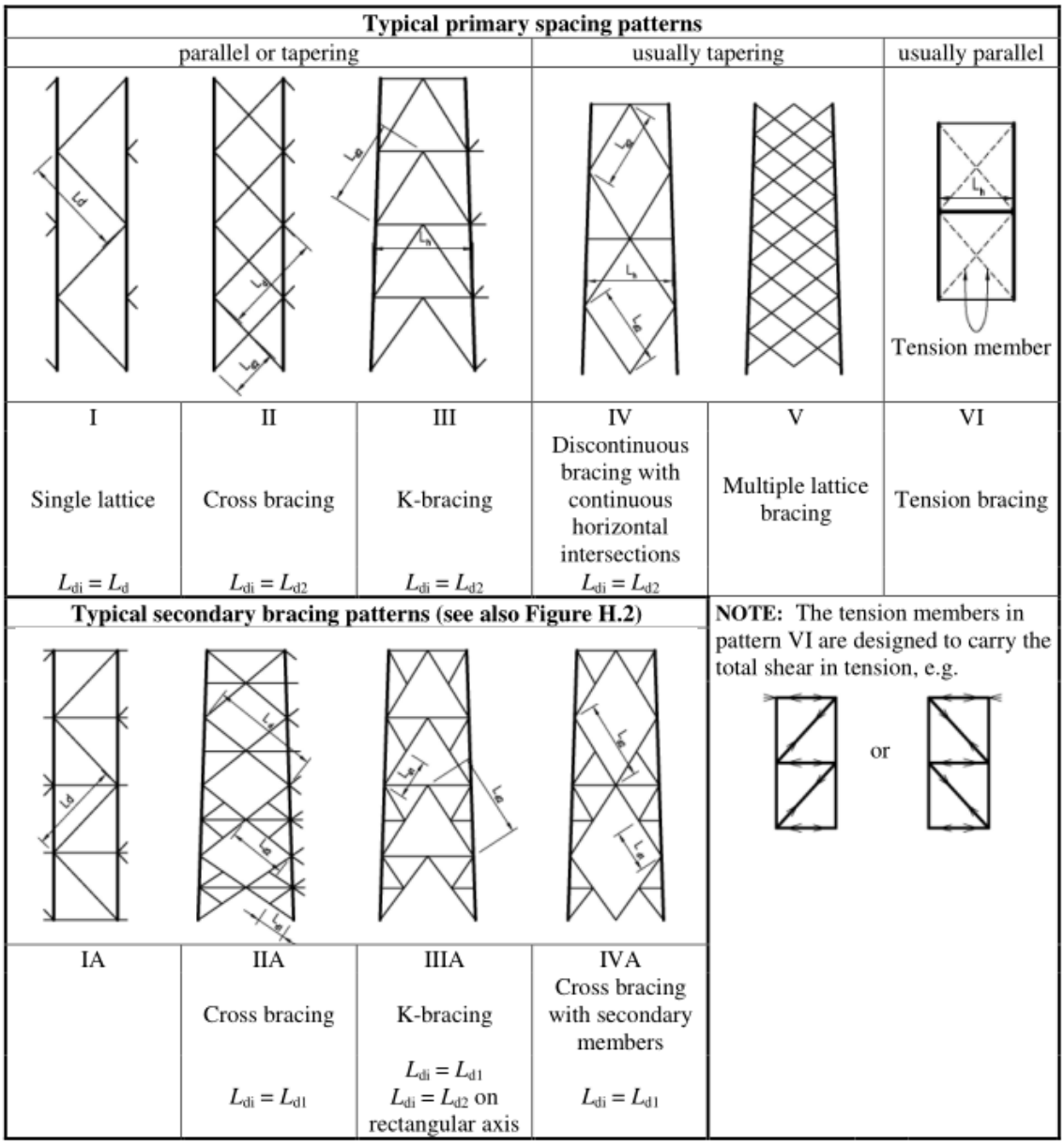


Figura 4.10 - Padrões tipo de sistemas de contraventamento (CEN 2006)

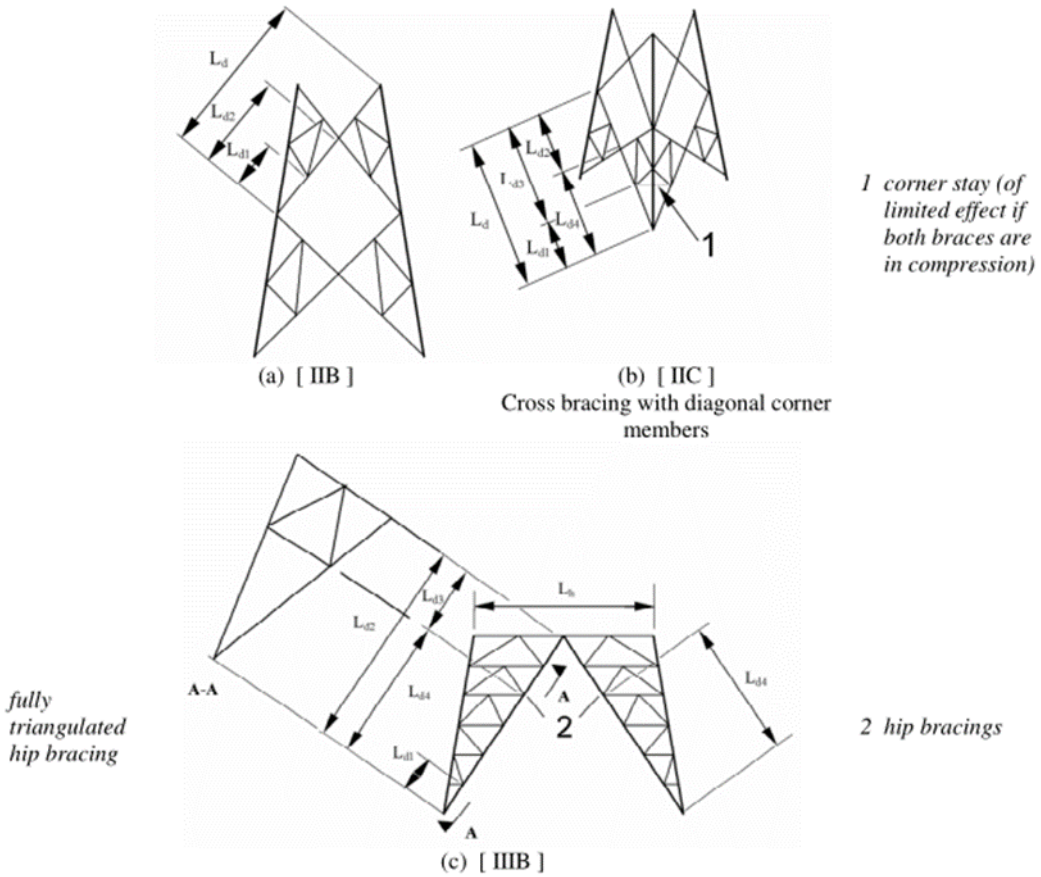


Figura 4.11 - Sistemas de contraventamento secundários (CEN 2006)

Quando, em elementos horizontais, o comprimento da face relativamente à horizontal se torna grande, deve ser introduzido um contraventamento plano, de forma a providenciar estabilidade transversal.

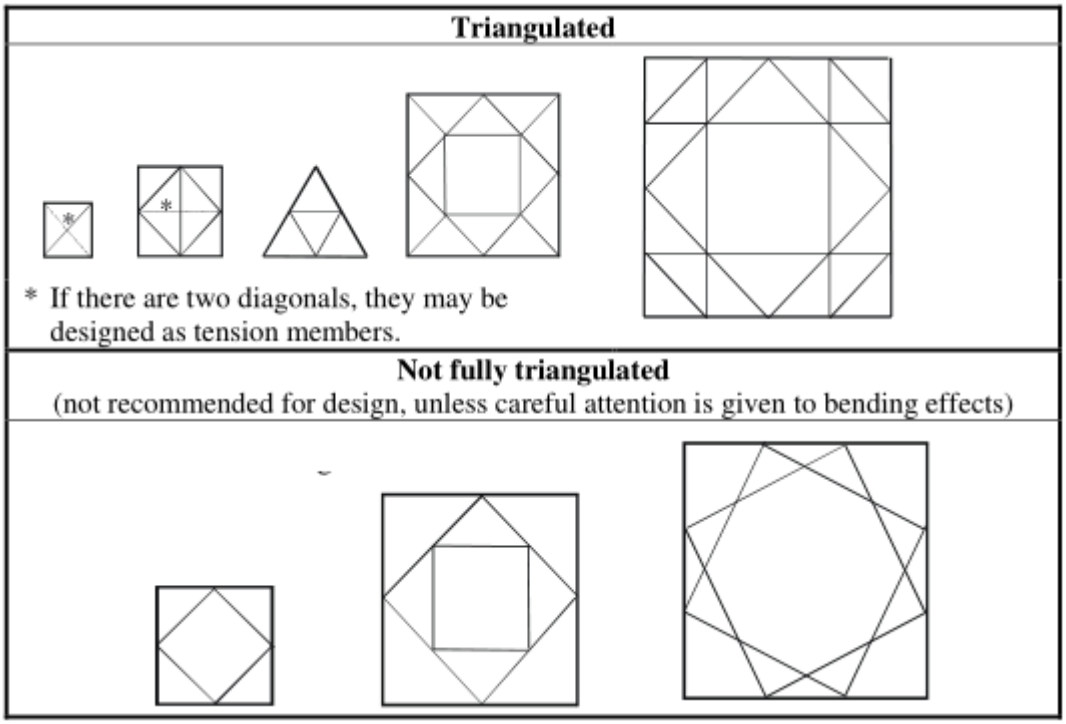


Figura 4.12 - Tipos de contraventamento plano (CEN 2006)

4.5.4 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES

No caso existirem apenas momentos fletores numa direção, a EN 1993-1-1 (IPQ 2010b), exige que haja verificação, como no caso da compressão simples, pela expressão (4.20). Esta verificação consiste na inclusão dos fatores de encurvadura, que são determinados a partir das expressões (4.25) a (4.29), sendo que esta verificação é, geralmente, condicionante, tal como a compressão simples.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1{,}0 \tag{4.21}$$

Em que:

M_{Ed} – Valor do cálculo do momento fletor atuante;

$M_{b,Rd}$ – Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura, sendo obtido pelas seguintes expressões:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \text{ para classe 1 e 2} \tag{4.22}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \text{ para classe 3} \tag{4.23}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \text{ para classe 4} \tag{4.24}$$

Em que:

χ_{LT} – Fator de redução de encurvadura lateral, obtido pelas expressões (4.24) a (4.28);

γ_{M1} – Coeficiente parcial de segurança de 1,00.

W_{pl} – Modulo de flexão plástico,

W_{el} – Modulo de flexão elástico;

W_{eff} – Modulo de flexão efetivo.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{M_{cr}}} \tag{4.25}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \times \left\{ \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \cdot L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + \left(C_2 z_g - C_3 z_j \right)^2 \right]^{1/2} - \left[C_2 z_g - C_3 z_j \right] \right\} \tag{4.26}$$

$$\Phi_{LT} = 0{,}5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times \left(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}2 \right) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \tag{4.27}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \tag{4.28}$$

Em que:

α_{LT} – Fator de imperfeição, obtido a partir das curvas europeias de encurvadura lateral, que estão traduzidas na figura 4.13 e no quadro 4.4;

C_1, C_2 e C_3 – Fatores de correção que dependem do diagrama de momentos, estando definidos na figura 4.13;

I_z – Módulo de inércia na direção ZZ;

I_t – Módulo de inércia de torção;

I_w – Módulo de inércia da alma;

G – Módulo de distorção.

Secção transversal	*Limites*	*Curva de encurvadura*
Secções em I laminadas	h/b ≤2 h/b > 2	a b
Secções em I soldadas	h/b ≤2 h/b > 2	c d
Outras secções transversais	-	d

Figura 4.13 - Curvas de encurvadura lateral recomendadas (IPQ 2010b)

Quadro 4.4 - Fatores de imperfeição (IPQ 2010b)

Curva de encurvadura	a_0	a	b	c	d
Fator de imperfeição (α_{LT})	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

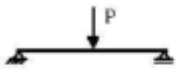
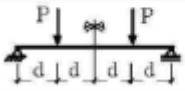
Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	k_z	C_1	C_2	C_3
		1.0	1.12	0.45	0.525
		0.5	0.97	0.36	0.478
		1.0	1.35	0.59	0.411
		0.5	1.05	0.48	0.338
		1.0	1.04	0.42	0.562
		0.5	0.95	0.31	0.539

Figura 4.14 - Fatores C_1, C_2 e C_3 para diferentes carregamentos (IPQ 2010b)

4.5.5 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO COMPOSTA

Na norma EN 1993-1-1 (IPQ 2010b), também, contém uma verificação para a flexão composta, para inclusão dos efeitos de encurvadura, traduzidos nas expressões de compatibilidade (4.29) e (4.30).

$$\frac{N_{Ed}}{\left(\frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}\right)} + K_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\left(\frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}}\right)} + K_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\left(\frac{W_z \cdot f_y}{\gamma_{M1}}\right)} \leq 1 \tag{4.29}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\left(\frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}\right)} + K_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\left(\frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}}\right)} + K_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\left(\frac{W_z \cdot f_y}{\gamma_{M1}}\right)} \leq 1 \tag{4.30}$$

Em que:

χ_y, χ_z e χ_{LT} – coeficientes de redução para a encurvadura, calculados anteriormente em (4.16) e (4.28);

K_{yy}, K_{yz}, K_{zy} e K_{zz} – Fatores de interação em flexão composta.

Para o cálculo dos fatores de interação em flexão composta, a EN 1991-1-1 (IPQ 2010b), apresenta dois métodos. É apresentado de seguida o processo de calculo 2 que permite o cálculo dos quatro fatores, presente no Anexo B da norma acima descrita, nas Figuras 4.15 e 4.16.

Factores de interacção	Tipo de secções	Hipóteses de cálculo	
		Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4	Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, Classe 2
k_{yy}	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$C_{my}\left(1+0{,}6\bar{\lambda}_y\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$ $\leq C_{my}\left(1+0{,}6\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$	$C_{my}\left(1+(\bar{\lambda}_y-0{,}2)\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$ $\leq C_{my}\left(1+0{,}8\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$
k_{yz}	Secções em I Secções tubulares rectangulares	k_{zz}	$0{,}6\ k_{zz}$
k_{zy}	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$0{,}8\ k_{yy}$	$0{,}6\ k_{yy}$
k_{zz}	Secções em I	$C_{mz}\left(1+0{,}6\bar{\lambda}_z\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$ $\leq C_{mz}\left(1+0{,}6\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$	$C_{mz}\left(1+(2\bar{\lambda}_z-0{,}6)\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$ $\leq C_{mz}\left(1+1{,}4\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$
	Secções tubulares rectangulares		$C_{mz}\left(1+(\bar{\lambda}_z-0{,}2)\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$ $\leq C_{mz}\left(1+0{,}8\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$
Para secções em I e H e para secções tubulares rectangulares submetidas a compressão axial e a flexão recta $M_{y,Ed}$, o factor k_{zy} poderá considerar-se $k_{zy} = 0$.			

Figura 4.15 - Fatores de interação Kij para elementos não suscetíveis à deformação por torção (IPQ 2010b)

Factores de interacção	Hipóteses de cálculo	
	Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4	Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, Classe 2
k_{yy}	k_{yy} do Quadro B.1	k_{yy} do Quadro B.1
k_{yz}	k_{yz} do Quadro B.1	k_{yz} do Quadro B.1
k_{zy}	$\left[1-\frac{0,05\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT}-0,25)}\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right]$ $\geq\left[1-\frac{0,05}{(C_{mLT}-0,25)}\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right]$	$\left[1-\frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT}-0,25)}\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right]$ $\geq\left[1-\frac{0,1}{(C_{mLT}-0,25)}\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right]$ para $\bar{\lambda}_z < 0,4$: $k_{zy}=0,6+\bar{\lambda}_z \leq 1-\frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT}-0,25)}\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} do Quadro B.1	k_{zz} do Quadro B.1

Figura 4.16 - Fatores de interação Kij para elementos suscetíveis à deformação por torção (IPQ 2010b)

5
CONCEPÇÃO DO ESTUDO PARAMÉTRICO

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O objetivo desta dissertação, proposta pela empresa IRMÃOS SILVA SA – METALOGALVA, consiste num estudo paramétrico, onde se procederá ao redimensionamento dos sistemas de contraventamento, estudando várias tipologias em geometrias de sistemas de contraventamento, usar-se-á como base e elemento de comparação dos resultados a estrutura de um projeto já implementado, procurando saber que impacto têm as alterações das tipologias de contraventamento, nomeadamente, no que toca a reações, deslocamentos e verificação da segurança num Estado Limite Último, quando sujeitos a uma ação do vento. O Projeto base, consiste numa torre treliçada autoportante de secção triangular com 100 metros de altura. As condições de projeto serão as mesmas do projeto original, onde as ações externas, nomeadamente a ação do vento, serão fornecidas e aplicadas pela IRMÃOS SILVA SA – METALOGALVA nos vários modelos projetados para o estudo. No entanto, o autor da dissertação, procederá a uma caracterização da ação do vento, desenvolvida em *Excel*, a título de exemplo de como se realiza para uma estrutura real.

O programa de elementos finitos utilizado na realização deste estudo foi o *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019*, o mesmo software utlizado pela empresa.

Quadro 5.1 - Características do projeto

Altura total	100m
Largura no topo	3m
Largura na base	15m
Número de troços	22
Tipo de perfil usado	Circular
Classe do aço	S355
Tensão de rutura (f_u)	510 MPa
Tensão de cedência (f_y)	355 MPa
Modulo de elasticidade (E)	210000 MPa
Modulo de distorção (G)	81000 MPa
Coeficiente de *Poisson* (v)	0,3
Coeficiente de dilatação térmica (α)	$12x10^{-6}$ / ºC

5.2 MODELOS ESTUDADOS

As diagonais de contraventamento são elementos de grande importância na estrutura, pelo que o seu correto dimensionamento e compreensão do seu funcionamento são de excecional importância. Estes elementos estruturais concedem equilíbrio à estrutura, impedindo a formação de mecanismos de colapso da torre durante a sua fase de exploração, bem como na fase de assemblagem da torre onde a rigidez da estrutura não é ainda assegurada em pleno. Desta forma, o objetivo deste estudo é a análise e avaliação do comportamento de soluções estruturais variantes com diferentes esquemas de contraventamento, quando as estruturas estão sujeitas à ação do vento.

O estudo paramétrico vai incidir em três diferentes alterações no sistema de contraventamento principal. Serão criadas cinco torres modelo distintas, em que dois grupos de alterações terão dois modelos cada e o terceiro grupo de alterações terá apenas um modelo. Todas as torres modelo têm como base um projeto de uma torre pré-existente, que também servirá como termo de comparação em relação à avaliação do comportamento estrutural de todas as torres modelo.

Todo o dimensionamento foi realizado tendo como base os regulamentos em vigor, nomeadamente os Eurocódigos EN1993-1-1 (IPQ 2010b), EN 1993-3-1 (CEN 2006) e EN 1991-1-4 (IPQ 2010a) referentes às bases de para projeto de estruturas em aço, ações de cálculo e relacionados com as estruturas de aço em estudo e determinação da ação do vento, respetivamente.

Agradece-se à empresa IRMÃOS SILVA SA – METALOGALVA, pelos dados fornecidos e pelo projeto exemplo de uma torre treliçada, constituída por perfis tubulares. Por razões de confidencialidade empresarial e profissional, não será revelada a localização da torre.

5.2.1 TORRE ORIGINAL

Todos os modelos estudados, foram redimensionados e alterados usando como base um projeto de uma estrutura existente, facultado pela IRMÃOS SILVA SA – METALOGALVA. No Quadro 5.1 estão enumeradas as características do projeto.

A Torre tem 100 metros de altura e é de secção triangular com largura de 15 metros na base. A torre pode ser dividida em dois segmentos distintos, o primeiro, inferior, desde a base até cerca de dois terços da altura, até aos 72,5 metros , onde os sistema de contraventamento principal usado é em "K" e no segundo, superior, pelo facto da largura do segmento ser bastante menor, é usado o sistema de contraventamento em treliça, nos últimos 27,5 metros. Os diafragmas que constituem os contraventamentos horizontais, estão espaçados de 6 metros entre os mesmos, mantendo-se este espaçamento até aos 72,5 metros de altura, com a alteração do tipo do sistema de contraventamento; nos últimos 27,5 metros os diafragmas que constituem os sistemas de contraventamento horizontais estão espaçados de 3 metros entre os mesmos. No Quadro 5.2 estão indicadas os propriedades geométricas da torre, por secção, nos quadro 5.3 e 5.4 estão descritos os perfis pré-dimensionados usados na torre, por secção. Na figura 5.1 é possível observar-se a conceção geral da estrutura.

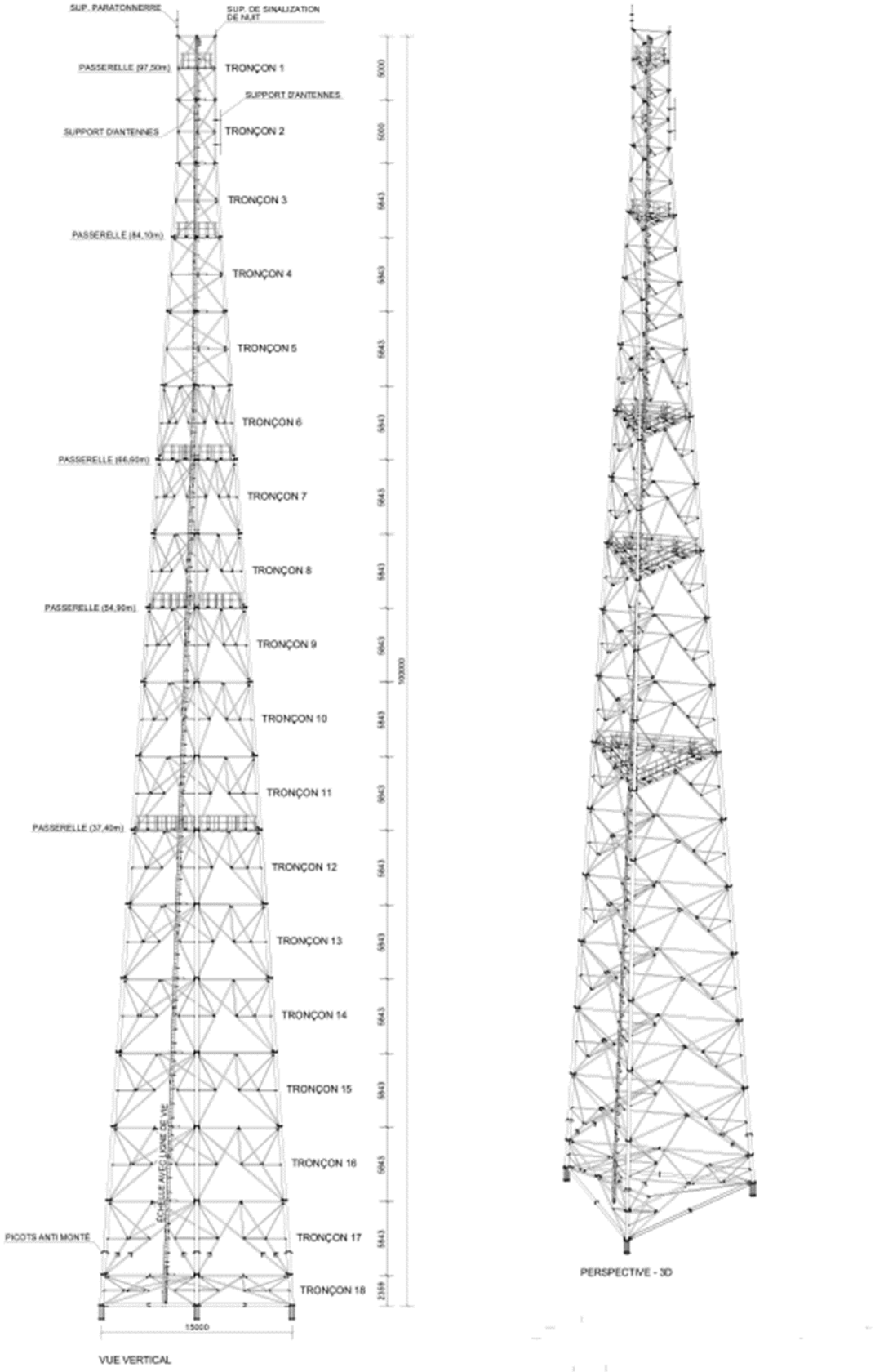


Figura 5.1 - Representação da Torre Original (Metalogalva, n.d.)

Quadro 5.2 - Propriedades geométricas da torre, por secção.

Secção	Comprimento de secção	Nível Superior	Largura Na base	Largura No topo
1	2,37	2,37	15	14,69
2	5,84	8,21	14,69	13,91
3	5,84	14,06	13,91	13,13
4	5,84	19,9	13,13	12,35
5	5,84	25,756	12,35	11,57
6	5,84	31,6	11,57	10,79
7	5,84	37,44	10,79	10,01
8	5,84	43,29	10,01	9,23
9	5,84	49,14	9,23	8,45
10	5,84	55,00	8,45	7,67
11	5,84	60,83	7,67	6,9
12	5,84	66,68	6,9	6,12
13	5,84	72,53	6,12	5,34
14	5,84	78,37	5,34	4,56
15	5,84	84,22	4,56	3,78
16	5,84	90,07	3,78	3,00
17	5,00	95,06	3,00	3,00
18	5,00	100	3,00	3,00

Quadro 5.3 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento principal e dos diafragmas horizontais.

Secção	Montantes		Diagonais Principais		Horizontais Principais		Horizontais Secundárias	
	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe
1	273x8	355	101,6x3	355	114,3x3	355	88,9x3	355
2	273x8	355	101,6x3	355	114,3x3	355	88,9x3	355
3	273x6	355	101,6x3	355	114,3x3	355	76,1x3	355
4	273x6	355	101,6x3	355	101,6x3	355	76,1x3	355
5	273x6	355	101,6x3	355	101,6x3	355	76,1x3	355
6	273x6	355	101,6x3	355	88,9x3	355	76,1x3	355
7	273x6	355	101,6x3	355	88,9x3	355	60,3x3	355
8	244,5x6	355	101,6x3	355	76,1x3	355	60,3x3	355
9	244,5x6	355	101,6x3	355	76,1x3	355	60,3x3	355
10	219,1x5	355	101,6x3	355	76,1x3	355	48,3x3	355
11	219,1x5	355	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
12	219,1x5	355	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
13	193,7x5	355	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
14	193,7x5	355	101,6x3	355	76,1x3	355	-	-
15	168,3x4	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
16	168,3x4	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
17	114,3x3	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
18	114,3x3	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-

Quadro 5.4 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento secundário.

Secção	Diagonais Secundárias		Contraventamentos Secundários - Diagonais		Contraventamentos Secundários - Horizontais	
	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe
1	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
2	114,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
3	114,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
4	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
5	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
6	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
7	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
8	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
9	60,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
10	60,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
11	60,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
12	60,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
13	60,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
14	-	-	-	-	-	-
15	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-

A área de superfície total da torre, por face, é de 95 m^2, sendo esta área importante na determinação da ação do vento.

5.2.2 TORRE MODELO A

A torre Modelo A, consiste na única torre redimensionada para estudar e comparar a variação dos resultados causados pelo parâmetro alterado com os resultados obtidos no estudo da torre original. Neste modelo o projeto é muito semelhante ao da torre original, sendo que a única alteração é no segmento com sistema em treliça onde foi acrescentado um perfil na direção oposta ao existente, tornando-o num sistema de contraventamento cruzado. Esta alteração confere uma maior rigidez ao troço alterado, aumentando a sua rigidez torsional, porém, com o acréscimo das diagonais aumenta-se a área de

exposição. O perfil usado nas diagonais adicionais é o mesmo que foi utilizado no sistema de contraventamento original, um perfil metálico circular 101.6x3, de um aço da mesma classe de resistência, S355. A decisão de utilizar o mesmo perfil que está presente na torre original teve como objetivo manter ao máximo a semelhança do modelo com a mesma, em relação ao tipo de perfil metálico utilizado, pelo que se podem consultar os quadros 5.2, 5.3 e 5.4. Apesar de para o estudo não ser relevante, na execução da ligação, na fase de assemblagem, um Contraventamento em "X" executado com perfis cilíndricos leva a complicações na sua ligação às chapas nas extremidades, uma vez que não ficam no mesmo plano vertical. Pelo que, normalmente neste tipo de ligação opta-se por utilizar perfis em cantoneira.

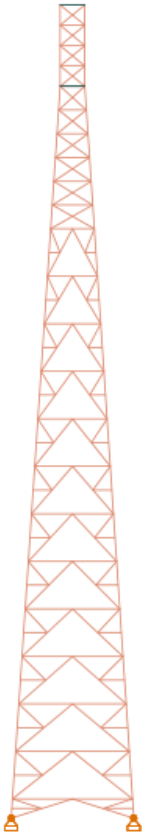


Figura 5.2 - Alçado da Torre modelo A.

O objetivo que se pretende com o estudo desta alteração no projeto da estrutura, prende-se com o facto de avaliar as melhorias na resposta da estrutura à ação do vento, particularmente, eventuais diminuições da rotação no topo da estrutura. Uma vez que alguns equipamentos de transmissão são particularmente sensíveis a estes deslocamentos da estrutura, como já foi explicado no capítulo 2.

5.2.3 TORRE MODELO B

A torre modelo B, incide numa alteração e estudo de um parâmetro diferente do estudado na torre modelo A. Neste modelo a alteração efetuada consiste na variação do espaçamento entre os diferentes patamares do sistema de contaventmanento horizontal. A alteração foi efetuada apenas no primeiro terço

da estrutura, até aos 37 metros de altura, o espaçamento entre patamares escolhido é de 4 metros. Na figura 5.4 esta representado o alçado da torre.

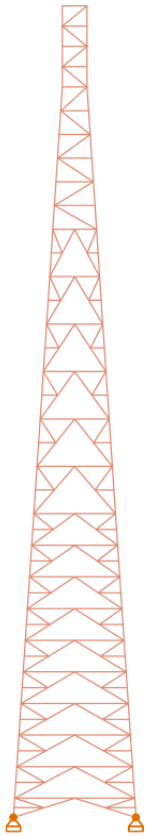


Figura 5.3 - Alçado da Torre Modelo B.

A alteração no dimensionamento da estrutura leva a diferentes cargas originadas pela ação do vento, sendo necessário recorrer a um redimensionamento dos vários elementos metálicos que compõe a estrutura, através de um processo iterativo, de forma a alcançar-se uma estrutura que cumpra todos os critérios de estabilidade e verificação de segurança no estado limite último de acordo com os Eurocódigos. no Quadro 5.5 estão indicadas as propriedades geométricas da torre, por secção, nos quadros 5.6 e 5.7 estão descritos os perfis pré-dimensionados usados na torre, por secção.

Quadro 5.5 - Propriedades geométricas da torre modelo B, por secção.

Secção	Comprimento de secção	Nível Superior	Largura Na base	Largura No topo
1	2,37	2,37	15	14,69
2	3,9	6,26	14,69	14,18
3	3,9	10,15	14,18	13,65
4	3,9	14	13,65	13,13
5	3,9	17,93	13,13	12,61
6	3,9	21,83	12,61	12,1
7	3,9	25,72	12,1	11,57
8	3,9	29,62	11,57	11,05
9	3,9	33,53	11,05	10,53
10	3,9	37,5	10,53	10,01
11	5,84	43,29	10,01	9,23
12	5,84	49,14	9,23	8,45
13	5,84	55	8,45	7,67
14	5,84	60,83	7,67	6,9
15	5,84	66,68	6,9	6,12
16	5,84	72,53	6,12	5,34
17	5,84	78,37	5,34	4,56
18	5,84	84,22	4,56	3,78
19	5,84	90,07	3,78	3
20	5	95,06	3	3
21	5	100	3	3

Quadro 5.6 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento principal e dos diafragmas horizontais da torre modelo B.

Secção	Montantes		Diagonais Principais		Horizontais Principais		Horizontais Secundárias	
	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe
1	273x8	355	101,6x3	355	193,7x4	355	101,6x3	355
2	273x6	355	127x3	355	193,7x4	355	101,6x3	355
3	273x6	355	127x3	355	193,7x4	355	101,6x3	355
4	273x6	355	127x3	355	168,3x3	355	101,6x3	355
5	273x6	355	127x3	355	159x6	355	101,6x3	355
6	273x6	355	127x3	355	159x6	355	101,6x3	355
7	273x6	355	127x3	355	159x6	355	76,1x3	355
8	273x6	355	127x3	355	159x6	355	76,1x3	355
9	273x6	355	127x3	355	139,7x3	355	76,1x3	355
10	273x6	355	127x3	355	139,7x3	355	76,1x3	355
11	244,5x6	355	101,6x3	355	76,1x3	355	60,3x3	355
12	244,5x6	355	101,6x3	355	76,1x3	355	60,3x3	355
13	219,1x5	355	101,6x3	355	76,1x3	355	48,3x3	355
14	219,1x5	355	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
15	219,1x5	355	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
16	193,7x5	355	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
17	193,7x5	355	101,6x3	355	76,1x3	355	-	-
18	168,3x4	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
19	168,3x4	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
20	114,3x3	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
21	114,3x3	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-

Quadro 5.7 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento secundário.

Secção	Diagonais Secundárias		Contraventamentos Secundários - Diagonais		Contraventamentos Secundários - Horizontais	
	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe
1	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
2	114,3x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
3	114,3x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
4	114,3x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
5	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
6	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
7	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
8	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
9	101,6x3	355	48,3x3	355	48,3x3	355
10	101,6x3	355	48,3x3	355	48,3x3	355
11	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
12	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
13	60,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
14	60,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
15	60,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
16	60,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
17	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-

A área de superfície total da torre, por face, é de 114 m^2.

A conceção e estudo deste modelo tem como finalidade principal perceber como a diminuição do espaçamento entre contraventamentos horizontais (diafragmas) no primeiro terço da estrutura, influencia o esforço axial e os momentos fletores na base estrutura, bem como os deslocamentos e rotações no topo da estrutura.

5.2.4 TORRE MODELO C

A torre modelo C está inserida no mesmo parâmetro em estudo da torre modelo B. Neste modelo apresenta-se, igualmente, uma alteração no espaçamento entre contaventamentos horizontais nos primeiros 37 metros da estrutura, sendo que o espaçamento escolhido foi de 5 metros entres contaventamentos horizontais. Na Figura 5.4 está representado o alçado da torre.

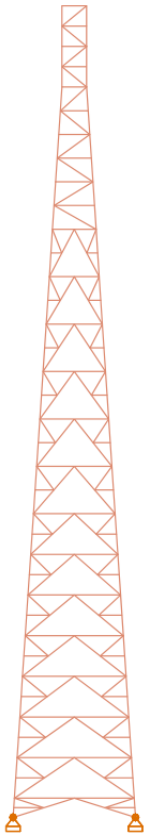


Figura 5.4 - Alçado da Torre Modelo C.

Tal como na torre modelo B, as alterações no dimensionamento da torre C são, também, responsáveis por alterações na carga originada pela ação do vento, pelo que o redimensionamento dos elementos metálicos necessário para a estrutura cumpra os requisitos de estabilidade e segurança no estado limite último preconizados nos Eurocódigos, foi obtido por um processo iterativo. É de notar que este modelo foi criado como um elemento de comparação para melhor compreender o efeito que a variação neste parâmetro induz na estrutura. A sua informação obtida pelo estudo deste modelo, em termos de estudo académico, é uma mais valia. No entanto, em fase de projeto, a escolha deste dimensionamento não é a mais indicada, uma vez que os tubos usados nos montantes da estrutura têm o comprimento de 12 metros, sendo, por esta razão, prática comum dividir estes tubos em troços que sejam múltiplos de 3, para desta forma, fazer um uso mais eficiente do material. No Quadro 5.8 estão indicadas as propriedades geométricas da torre, por secção, nos quadros 5.9 e 5.10 estão descritos os perfis pré-dimensionados usados na torre, por secção. A área de superfície total da torre, por face, é de 108 m^2.

Quadro 5.8 - Propriedades geométricas da torre modelo C, por secção.

Secção	Comprimento de secção	Nível Superior	Largura Na base	Largura No topo
1	2,37	2,37	15	14,69
2	5,01	7,37	14,69	14,02
3	5,01	12,38	14,02	13,35
4	5,01	17,4	13,35	12,68
5	5,01	22,41	12,68	12,02
6	5,01	27,42	12,02	11,35
7	5,01	32,44	11,35	10,68
8	5,01	37,45	10,68	10,01
9	5,84	43,29	10,01	9,23
10	5,84	49,14	9,23	8,45
11	5,84	55	8,45	7,67
12	5,84	60,83	7,67	6,9
13	5,84	66,68	6,9	6,12
14	5,84	72,53	6,12	5,34
15	5,84	78,37	5,34	4,56
16	5,84	84,22	4,56	3,78
17	5,84	90,07	3,78	3
18	5	95,06	3	3
19	5	100	3	3

Quadro 5.9 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento principal e dos diafragmas horizontais da torre modelo C.

Secção	Montantes		Diagonais Principais		Horizontais Principais		Horizontais Secundárias	
	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe
1	273x8	355	101,6x3	355	168,3x3	355	101,6x3	355
2	273x6	355	152x4	355	193,7x4	355	101,6x3	355
3	273x6	355	152x4	355	193,7x4	355	88,9x3	355
4	273x6	355	152x4	355	168,3x3	355	88,9x3	355
5	273x6	355	152x4	355	168,3x3	355	76,1x3	355
6	273x6	355	152x4	355	159x6	355	76,1x3	355
7	273x6	355	127x3	355	159x6	355	76,1x3	355
8	273x6	355	127x3	355	101,6x3	355	76,1x3	355
9	244,5x6	355	101,6x3	355	101,6x3	355	60,3x3	355
10	244,5x6	355	101,6x3	355	76,1x3	355	60,3x3	355
11	219,1x5	355	101,6x3	355	76,1x3	355	48,3x3	355
12	219,1x5	355	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
13	219,1x5	355	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
14	193,7x5	355	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
15	193,7x5	355	101,6x3	355	76,1x3	355	-	-
16	168,3x4	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
17	168,3x4	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
18	127x3	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
19	127x3	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-

Quadro 5.10 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento secundário.

Secção	Diagonais Secundárias		Contraventamentos Secundários - Diagonais		Contraventamentos Secundários - Horizontais	
	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe
1	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
2	114,3x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
3	114,3x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
4	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
5	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
6	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
7	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
8	101,6x3	355	48,3x3	355	48,3x3	355
9	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
10	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
11	60,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
12	60,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
13	60,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
14	60,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
15	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-

5.2.5 TORRE MODELO D

O desenvolvimento desta torre modelo tem como objetivo analisar o comportamento da estrutura no caso de se alterar o sistema de contraventamento principal no primeiro terço da torre, mais especificamente, os primeiros 37,5 metros da torre. Alterando o sistema de Contraventamento em "K", original, para um sistema de Contraventamento descontinuo com intersecções horizontais contínuas. Na figura 5.5 é apresentado o alçado da torre modelo D.

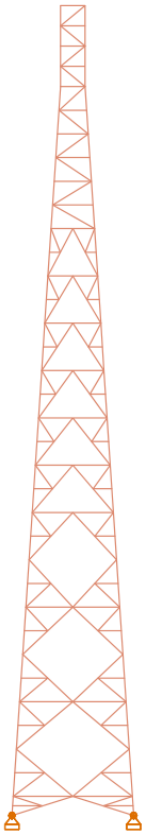


Figura 5.5 - Alçado da Torre Modelo D.

As diferenças entre o dimensionamento da torre modelo D e o dimensionamento da torre original são evidentes, havendo uma diminuição do número de elementos metálicos na torre modelo D, uma vez que nos primeiros 37,5 metros dos diafragmas que compõem os contaventamentos horizontais estão espaçados de 12 metros, enquanto que na torre original os diafragmas estão espaçados de 6 metros, como foi referido anteriormente. Estas alterações em relação dimensionamento da torre original, levam a diferentes valores da carga originada pelo vento, pelo que, mais uma vez, foi necessário proceder-se a um redimensionamento de vários elementos metálicos, tendo-se passado por um processo iterativo até se chegar a uma estrutura que cumpras os critérios de segurança e estabilidade. No Quadro 5.11 estão indicadas as propriedades geométricas da torre, por secção, nos quadros 5.12 e 5.13 estão descritos os perfis pré-dimensionados usados na torre, por secção.

Quadro 5.11 - Propriedades geométricas da torre modelo D, por secção.

Secção	Comprimento de secção	Nível Superior	Largura Na base	Largura No topo
1	2,37	2,37	15	14,69
2	5,84	8,21	14,69	13,91
3	5,84	14,06	13,91	13,13
4	5,84	19,9	13,13	12,35
5	5,84	25,756	12,35	11,57
6	5,84	31,6	11,57	10,79
7	5,84	37,44	10,79	10,01
8	5,84	43,29	10,01	9,23
9	5,84	49,14	9,23	8,45
10	5,84	55	8,45	7,67
11	5,84	60,83	7,67	6,9
12	5,84	66,68	6,9	6,12
13	5,84	72,53	6,12	5,34
14	5,84	78,37	5,34	4,56
15	5,84	84,22	4,56	3,78
16	5,84	90,07	3,78	3
17	5	95,06	3	3
18	5	100	3	3

Quadro 5.12 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento principal e dos diafragmas horizontais da torre modelo D.

Secção	Montantes		Diagonais Principais		Horizontais Principais		Horizontais Secundárias	
	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe
1	273x8	355	101,6x3	355	114,3x3	355	101,6x3	355
2	273x8	355	139,7x3	355	-	-	-	-
3	273x6	355	101,6x3	355	88,9x3	355	88,9x3	355
4	273x6	355	139,7x3	355	-	-	-	-
5	273x6	355	101,6x3	355	76,1x3	355	76,1x3	355
6	273x6	355	127x3	355	-	-	-	-
7	273x6	355	101,6x3	355	76,1x3	355	76,1x3	355
8	244,5x6	355	101,6x3	355	76,1x3	355	76,1x3	355
9	244,5x6	355	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
10	219,1x5	355	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
11	219,1x5	355	101,6x3	355	48,3x3	355	48,3x3	355
12	219,1x5	355	101,6x3	355	48,3x3	355	48,3x3	355
13	193,7x5	355	101,6x3	355	48,3x3	355	48,3x3	355
14	193,7x5	355	101,6x3	355	76,1x3	355	-	-
15	168,3x4	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
16	168,3x4	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
17	114,3x3	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
18	114,3x3	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-

Quadro 5.13 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento secundário.

Secção	Diagonais Secundárias		Contraventamentos Secundários - Diagonais		Contraventamentos Secundários - Horizontais	
	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe
1	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
2	114,3x3	355	76,1x3	355	76,1x3	355
3	114,3x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
4	101,6x3	355	76,1x3	355	76,1x3	355
5	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
6	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
7	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
8	101,6x3	355	48,3x3	355	48,3x3	355
9	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
10	60,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
11	60,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
12	60,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
13	60,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
14	-	-	-	-	-	-
15	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-

A área de superfície total da torre, por face, é de 93 m^2.

A conceção e estudo deste modelo tem como finalidade principal perceber como a alteração do sistema de contraventamento no primeiro terço da estrutura, influencia o esforço axial e os momentos fletores na estrutura, bem como, os deslocamentos e rotações no topo da estrutura.

5.2.6 TORRE MODELO E

A torre modelo E, à semelhança da torre modelo D, também tem como objetivo estudar de que forma a alteração do sistema de contraventamento, passando-se a utilizar um sistema descontinuo com intersecções horizontais continuas, influencia o funcionamento da torre. Sendo que nesta torre modelo, o sistema de Contraventamento em "K", existente na torre original, foi substituído, na sua totalidade,

até aos 72,5 metros de altura, por um sistema de contraventamento descontinuo com intersecções horizontais contínuas.

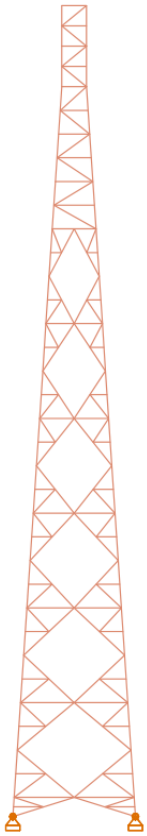


Figura 5.6 - Alçado da Torre Modelo E.

À semelhança das outras torres modelo, estas alterações no dimensionamento da torre, levam a que seja necessário proceder-se a um redimensionamento de vários elementos da estrutura, bem como a carga originada pela ação do vento que tem de ser recalculada. Após um processo iterativo, foi possível chegar-se a um modelo que cumpra os critérios de Estado Limite Último e os critérios de estabilidade. No Quadro 5.14 estão indicadas as propriedades geométricas da torre, por secção, nos quadros 5.15 e 5.16 estão descritos os perfis pré-dimensionados usados na torre, por secção.

Quadro 5.14 - Propriedades geométricas da torre modelo E, por secção.

Secção	Comprimento de secção	Nível Superior	Largura Na base	Largura No topo
1	2,37	2,37	15	14,69
2	5,84	8,21	14,69	13,91
3	5,84	14,06	13,91	13,13
4	5,84	19,9	13,13	12,35
5	5,84	25,756	12,35	11,57
6	5,84	31,6	11,57	10,79
7	5,84	37,44	10,79	10,01
8	5,84	43,29	10,01	9,23
9	5,84	49,14	9,23	8,45
10	5,84	55	8,45	7,67
11	5,84	60,83	7,67	6,9
12	5,84	66,68	6,9	6,12
13	5,84	72,53	6,12	5,34
14	5,84	78,37	5,34	4,56
15	5,84	84,22	4,56	3,78
16	5,84	90,07	3,78	3
17	5	95,06	3	3
18	5	100	3	3

Quadro 5.15 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento principal e dos diafragmas horizontais da torre modelo E.

Secção	Montantes		Diagonais Principais		Horizontais Principais		Horizontais Secundárias	
	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe
1	273x8	355	101,6x3	355	114,3x3	355	101,6x3	355
2	273x8	355	139,7x3	355	-	-	-	-
3	273x6	355	101,6x3	355	114,3x3	355	101,6x3	355
4	273x6	355	139,7x3	355	-	-	-	-
5	273x6	355	101,6x3	355	101,6x3	355	88,9x3	355
6	273x6	355	127x3	355	-	-	-	-
7	273x6	355	101,6x3	355	88,9x3	355	76,1x3	355
8	244,5x6	355	127x3	355	-	-	-	-
9	244,5x6	355	101,6x3	355	76,1x3	355	76,1x3	355
10	219,1x5	355	114,3x3	355	-	-	-	-
11	219,1x5	355	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
12	219,1x5	355	114,3x3	355	-	-	-	-
13	193,7x5	355	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
14	193,7x5	355	101,6x3	355	76,1x3	355	-	-
15	168,3x4	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
16	168,3x4	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
17	114,3x3	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
18	114,3x3	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-

Quadro 5.16 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento secundário.

Secção	Diagonais Secundárias		Contraventamentos Secundários - Diagonais		Contraventamentos Secundários - Horizontais	
	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe
1	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
2	114,3x3	355	76,1x3	355	76,1x3	355
3	114,3x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
4	101,6x3	355	76,1x3	355	76,1x3	355
5	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
6	101,6x3	355	76,1x3	355	76,1x3	355
7	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
8	101,6x3	355	48,3x3	355	60,3x3	355
9	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
10	76,1x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
11	60,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
12	60,3x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
13	60,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
14	-	-	-	-	-	-
15	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-

A área de superfície total da torre, por face, é de 92 m^2.

A conceção e estudo deste modelo tem como finalidade principal perceber como a alteração do sistema de contraventamento da estrutura, influencia o esforço axial e os momentos fletores na estrutura, bem como os deslocamentos e rotação no topo da estrutura.

5.2.7 DESCRIÇÃO DO PROCESSO ITERATIVO

Para a elaboração deste estudo paramétrico foi desenvolver vários modelos no programa de cálculo estrutural *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.* Todos os modelos desenvolvidos para o estudo paramétrico tiveram como base um modelo de projeto já existente, facultado pela empresa IRMÃOS SILVA SA – METALOGALVA. Para se obterem os modelos finais, anteriormente

apresentados, foi necessário desenvolverem-se modelos intermédios, de forma a se conseguir chegar a modelos que estavam convenientemente dimensionados, cumprindo todas as verificações em estado limite último da estrutura.

Uma vez que o modelo disponibilizado estava desenvolvido na sua totalidade e com todas as cargas provocadas pela ação do vento calculadas, o processo de alteração dos sistemas de contraventamento e respetivo redimensionamento dos elementos, teve como carga de referência inicial essa ação do vento calculada para o modelo da torre original.

A escolha dos perfis a utilizar nos modelos, numa primeira fase, foi definida usando a torre original como base, isto é, tentou-se escolher os perfis metálicos de forma a que a maioria dos elementos metálicos, por secção, das várias torres modelos fossem os mesmos utilizados, por secção, da torre original.

Uma vez desenvolvidos os modelos, precedeu-se a uma verificação estabilidade, onde, excetuando a torre modelo A, por ter uma estrutura muito idêntica à torre original, verificaram-se em todos os modelos que vários elementos não cumpriam os critérios de estabilidade face ao Estado limite Último. Estes resultados da verificação de estabilidade negativos eram expectáveis uma vez que as alterações operadas nas torres modelo B, C, D e E foram significativas.

De forma a inverter os resultados negativos nestes modelos, todos os elementos que não cumpriam os critérios necessários para verificação de estabilidade foram redimensionados para que na verificação seguinte estivem todos os elementos estáveis.

Todos os modelos foram enviados para a IRMÃOS SILVA SA – METALOGALVA, para que as ações do vento fossem atualizadas em função da estrutura de cada um dos mesmos.

Posteriormente a todos os modelos terem as cargas causadas pelas ações do vento devidamente calculadas e ajustadas a cada modelo, procedeu-se a uma nova verificação de segurança, de forma a se poder averiguar se os diversos elementos já verificariam os critérios de estabilidade.

Após se terem efetuado as verificações de estabilidade, constatou-se que, ainda assim, vários elementos não cumpriam os critérios de estabilidade. Pelo que foi necessário efetuarem-se novos redimensionamentos nesses elementos. Uma vez que o redimensionamento levou à escolha de perfis metálicos bastante superiores aos anteriormente utilizados e a ação do vento é fortemente influenciada pelo diâmetro do perfil utilizado, pois a sua área de contacto aumenta, como forma de agilizar o processo iterativo, aquando da verificação de estabilidades dos elementos destes modelos, cujas as ações do vento ainda não estão atualizadas, só eram aceites os elementos que ficavam abaixo de 80% dos limites que definem a estabilidade do elemento. Assim, mesmo com o aumento da carga do vento, originada pela alteração dos perfis, a estabilidade dos elementos ficaria, em princípio, acautelada. Estes modelos foram novamente enviados para a IRMÃOS SILVA SA – METALOGALVA, para que as ações do vento fossem, novamente, atualizadas.

Tal como já se tinha efetuado anteriormente, todos os modelos foram sujeitos a verificações de estabilidade, sendo que desta vez todos os modelos cumpriam os critérios de estabilidades, estando, por isso, prontos para o estudo.

5.3 AÇÃO DO VENTO

A ação do vento é a ação condicionante no dimensionamento deste tipo de estruturas, como já foi referido em capítulos anteriores. Pelo que, neste estudo paramétrico a ação do vento será a ação condicionante.

O cálculo e aplicação da ação do vento e demais ações nos modelos usados no estudo, ficou a cargo da empresa IRMÃOS SILVA SA – METALOGALVA, de forma a que todos os modelos tivessem os mesmo grupos de ações e carregamentos calculados pela mesma metodologia de cálculo e, uma vez que o estudo paramétrico foi sugerido pela empresa IRMÃOS SILVA SA – METALOGALVA, era essencial que os mesmos seguissem a metodologia de cálculo da empresa de forma a os resultados fossem comparáveis com os resultados já existentes na base de dados da empresa, mantendo uma homogenia entre todos os resultados.

Por razões de confidencialidade e política da empresa, o processo de calculo da ação do vento para os vários modelos não pode ser revelado. Serão, apenas, revelados os valores finais das forças originadas pela ação do vento e pontos de aplicação. Todavia, uma ação do vento, para a torre original, foi calculada pelo autor, como elemento explicativo de como se processa o cálculo da ação do vento em torres treliçadas autoportantes. No capítulo seguinte será apresentado um estudo comparativo entre o efeito das duas ações do vento na torre, uma vez que o autor optou por utilizar uma abordagem mais conservativa, onde os parâmetros e coeficientes intermédios foram calculados por painel, sem recorrer a simplificações, nomeadamente, valores calculados para a altura de referência. O calculo usou como base normativa os Eurocódigos EN 1991-1-4 (IPQ 2010a) e 1993-3-1(CEN 2006), como elemento de apoio foi usado o artigo escrito por Ileana Calostescu "Wind loads on Strucutres: Software application – Towers" (Calostescu 2013).

5.3.1 CÁLCULO DA AÇÃO DO VENTO

5.3.1.1 Velocidade do vento e pressão dinâmica

A torre está instalada numa Zona B, segundo o NP EN1991-1-4/NA (IPQ 2010a), o que determina uma velocidade base de referência do vento de 30 m/s, o coeficiente de orografia adotado foi $C_0(Z) = 1$.

Para uma categoria de terreno II, os parâmetros Z_0 e Z_{min} são, respetivamente, 0,05 m e 2 m, com $Z_{0,II} = 0{,}05$.

Quadro 5.17 - parâmetros z_0 e z_{min} (IPQ 2010a)

Categoria de terreno	z_o (m)	z_{min} (m)
0 – Mar ou Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,003	1
I – Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação negligenciável e livre de obstáculos	0,01	1
II – Zonas 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	1,0	10

O coeficiente de turbulência, K_I, utlizado foi o valor recomendado de 1. Conhecido o valor do peso volúmico do ar, $\rho_{ar} = 1{,}25\ Kg/m^3$ – referido na "clausula 4.5 (1) NOTA 2" do EN 1991-1-4 (IPQ 2010a) – e recorrendo às expressões do Eurocódigo, expressas no capítulo 3, obteve-se:

Quadro 5.18 - Processo de cálculo - etapa I.

Secção	z (m)	v_m (m/s)	C_r (z)	I_v	q_p (Pa)	v_{pico} (m/s)
1	2,37	21,994	0,733	0,259	850,818	36,895
2	8,21	29,076	0,969	0,196	1253,478	44,783
3	14,06	32,143	1,071	0,177	1447,278	48,121
4	19,9	34,123	1,137	0,167	1578,664	50,258
5	25,756	35,593	1,186	0,1601	1679,394	51,837
6	31,6	36,758	1,225	0,155	1761,169	53,084
7	37,44	37,725	1,258	0,15109	1830,273	54,115
8	43,29	38,553	1,285	0,148	1890,361	54,996
9	49,14	39,275	1,309	0,145129	1943,522	55,764
10	55	39,917	1,331	0,143	1991,32	56,446
11	60,83	40,491	1,349	0,141	2034,501	57,054
12	66,68	41,015	1,36	0,139	2074,216	57,609
13	72,53	41,494	1,383	0,137	2110,888	58,116
14	78,37	41,936	1,398	0,136	2144,913	58,582
15	84,22	42,346	1,411	0,1346	2176,762	59,015
16	90,07	42,729	1,424	0,133	2206,661	59,419
17	95,06	43,036	1,434	0,132	2230,8	59,743
18	100	43,325	1,444	0,131	2253,588	60,047

5.3.1.2 Coeficiente de força do vento

O coeficiente de força de uma torre treliçada metálica, C_f, depende do índice de cheios, φ, definido como o rácio entre a área solida por painel e a área do painel se este fosse completamente cheio.

Neste cálculo da ação do vento, tomou-se toda a estrutura como estando em regime supercrítico, sendo uma abordagem mais conservativa.

Para torres treliçadas de secção triangular regular (triangulo equilátero), o vento provoca o arrasto máximo quando a sua direção é normal à face (Peter Sachs 1978). Pelo que, vai ser considerado nesta análise um angulo de ataque de zero, isto é, o vento normal à face da torre, θ = 0º, sendo que, desta forma, foi utilizado fator de incidência do vento, K_θ, igual a 1.

Quadro 5.19 - Processo de calculo - Etapa II.

Secção	z (m)	φ	C_f
1	2,37	0,156	1,083
2	8,21	0,091	1,088
3	14,06	0,094	1,088
4	19,9	0,096	1,088
5	25,756	0,099	1,087
6	31,6	0,1	1,087
7	37,44	0,105	1,087
8	43,29	0,103	1,087
9	49,14	0,109	1,08
10	55	0,110	1,086
11	60,83	0,117	1,086
12	66,68	0,128	1,085
13	72,53	0,133	1,085
14	78,37	0,144	1,084
15	84,22	0,143	1,084
16	90,07	0,165	1,084
17	95,06	0,153	1,083
18	100	0,153	1,083

5.3.1.3 Coeficientes estruturais

Para o cálculo coeficiente estrutural, $c_s c_d$, os parâmetros dinâmicos da torre foram obtidos usando um modelo de elementos finitos. O primeiro modo de vibração tem a frequência $n_1 = 1$ e para o decremento logarítmico de amortecimento estrutural, assumiu-se o valor de $\delta_s = 0{,}05$. Os restantes valores intermédios necessários para o cálculo dos coeficientes estruturais estão apresentados nos seguintes quadros.

Quadro 5.20 - processo de cálculo – Etapa III (a).

L (z_s)	m_e(Kg/m)	δ_s
209,181	669,5	0,05

Quadro 5.21 - processo de cálculo – Etapa III (b).

Secção	R_h	R_b	n_h	n_b	S_l	f_l	δ	K_p
1	0,037	0,254	26,771	3,933	0,026	12,174	0,305	3,082
2	0,049	0,355	20,250	2,817	0,032	9,209	0,371	3,176
3	0,055	0,416	18,318	2,405	0,034	8,330	0,385	3,220
4	0,058	0,469	17,255	2,131	0,035	7,847	0,384	3,254
5	0,060	0,522	16,543	1,914	0,036	7,523	0,377	3,283
6	0,062	0,579	16,018	1,728	0,037	7,284	0,364	3,311
7	0,064	0,640	15,608	1,562	0,038	7,097	0,349	3,338
8	0,065	0,709	15,273	1,410	0,038	6,945	0,332	3,365
9	0,067	0,789	14,992	1,267	0,038	6,817	0,313	3,393
10	0,068	0,884	14,750	1,131	0,039	6,708	0,293	3,421
11	0,069	0,997	14,541	1,003	0,039	6,612	0,271	3,451
12	0,070	1,138	14,356	0,879	0,040	6,528	0,249	3,483
13	0,070	1,320	14,190	0,758	0,040	6,453	0,225	3,517
14	0,071	1,562	14,040	0,640	0,040	6,385	0,201	3,553
15	0,072	1,903	13,904	0,526	0,040	6,323	0,177	3,593
16	0,073	2,419	13,780	0,413	0,041	6,266	0,151	3,636
17	0,073	2,436	13,681	0,410	0,041	6,222	0,152	3,637
18	0,074	2,453	13,590	0,408	0,041	6,180	0,153	3,639

Quadro 5.22 - Processo de cálculo – Etapa III (c).

Secção	z (m)	B (m)	B^2	R^2	$C_S C_D$
1	2,37	14,69	0,618	0,004	0,706
2	8,21	13,91	0,618	0,007	0,746
3	14,06	13,13	0,618	0,010	0,761
4	19,9	12,35	0,618	0,012	0,771
5	25,756	11,57	0,618	0,015	0,778
6	31,6	10,79	0,618	0,018	0,784
7	37,44	10,01	0,618	0,022	0,789
8	43,29	9,23	0,618	0,026	0,794
9	49,14	8,45	0,618	0,032	0,798
10	55	7,67	0,618	0,039	0,803
11	60,83	6,9	0,618	0,049	0,807
12	66,68	6,12	0,618	0,062	0,812
13	72,53	5,34	0,618	0,081	0,817
14	78,37	4,56	0,618	0,110	0,823
15	84,22	3,78	0,618	0,155	0,832
16	90,07	3	0,618	0,233	0,849
17	95,06	3	0,618	0,236	0,850
18	100	3	0,618	0,239	0,851

5.3.1.4 Forças do vento

A força do vento foi calculada usando a expressão, $F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$ (3.11), apresentada e explicada em detalhe no capítulo 3. No Quadro 5.23 estão apresentados os valores utilizados para o cálculo da força do vento, bem como o valor da força a aplicar por nó, por painel.

Quadro 5.23 - processo de cálculo – Etapa IV.

Secção	z (m)	$C_S C_D$	I_v (z)	q_p (Pa)	A_{ref} (m^2)	F_W (kN)	$F_w$por Nó (kN)
1	2,37	0,706	0,259	850,818	5,466	3,56	1,19
2	8,21	0,746	0,196	1253,478	7,646	7,78	2,59
3	14,06	0,761	0,177	1447,278	7,452	8,93	2,98
4	19,90	0,771	0,167	1578,664	7,116	9,42	3,14
5	25,76	0,778	0,160	1679,394	6,938	9,86	3,29
6	31,60	0,784	0,155	1761,169	6,623	9,94	3,31
7	37,44	0,789	0,151	1830,273	6,401	10,05	3,35
8	43,29	0,794	0,148	1890,361	5,787	9,44	3,15
9	49,14	0,798	0,145	1943,522	5,644	9,52	3,17
10	55,00	0,803	0,143	1991,320	5,212	9,05	3,02
11	60,83	0,807	0,141	2034,501	4,968	8,86	2,95
12	66,68	0,812	0,139	2074,216	4,851	8,86	2,95
13	72,53	0,817	0,137	2110,888	4,445	8,31	2,77
14	78,37	0,823	0,136	2144,913	4,169	7,98	2,66
15	84,22	0,832	0,135	2176,762	3,484	6,84	2,28
16	90,07	0,849	0,133	2206,661	3,266	6,62	2,21
17	95,06	0,850	0,132	2230,800	2,298	4,72	1,57
18	100,00	0,851	0,132	2253,588	2,298	4,77	1,59

É de salientar as diferenças entre áreas de superfície e áreas efetivas, utilizadas no processo de cálculo, visíveis na figura 5.7.

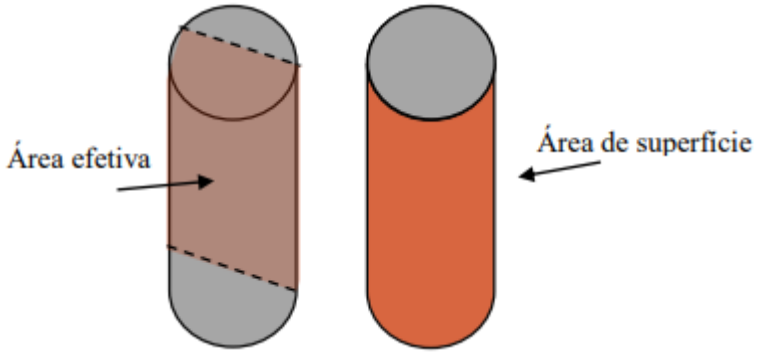


Figura 0.7 - Distinção entre área efetiva e área de superfície

5.3.1.5 Força do vento nas estruturas auxiliares

A força do vento nas estruturas auxiliares utilizada em todos os modelos, bem como no cálculo da ação de vento realizada pelo autor, foi a disponibilizada pela empresa IRMÃOS SILVA SA – METALOGALVA.

Para o cálculo desta força, admitiu-se uma área de exposição de equipamento de $30m^2$ nos últimos 10 metros do topo da torre. Teve-se, também, a consideração a existência de uma escada de acesso em toda a altura da torre, bem como 0,30m de largura de cabos em toda a altura. No Quadro 5.24, estão apresentados os valores das forças do vento nas estruturas auxiliares.

Quadro 5.24 - Força do vento nas estruturas auxiliares.

Secção	F_W (kN)	$F_w$por Nó (kN)
7	1,35	0,45
9	1,20	0,40
16	11,8	3,83
17	11,64	3,88
18	11,72	3,91

5.3.2 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

A empresa IRMÃOS SILVA SA – METALOGALVA realizou várias combinações de ações, simulando as várias interações passiveis de ocorrer na estrutura entre o peso próprio e as várias ações do vento. Todos os modelos a combinação mais gravosa ao nível dos esforços e a combinação mais gravosa ao nível dos deslocamentos e rotações são as mesmas. Foi também feita uma simulação das mesmas combinações utilizando a ação do vento calculada pelo autor em troca com as ações do vento calculadas pela empresa. As combinações estudadas foram as combinações para o Estado Limite Último, para os deslocamentos das torres também se estudaram as combinações para o Estado Limite de Serviço, sendo que neste tipo de estruturas, não se utilizam as combinações usuais para o cálculo destas últimas.

Nas torres de telecomunicações o Estado Limite de Serviço é controlado pelos limites de rotação admissíveis; nos Eurocódigos, tal como nas normas do Reino Unido, Canadá e Austrália, não há indicação de como calcular estes valores limite de referência, sende que estes limites têm de ser definidos pelo fabricante dos equipamentos de transmissão ou pelo cliente. Estas normas indicam, no entanto, que parâmetros se devem ter em consideração para a determinação destes limites (EC) enquanto as restantes normas são baseadas em ferramentas de cálculo probabilístico para se determinar quantas vezes por ano estes limites são ultrapassados.

Apenas a norma dos Estados Unido da América (das normas pesquisadas pelo autor) é que definem regras para o limite de rotações, sendo que estas não são aceitaveis quando há uma perda de cerca de 50% da força do sinal transmitido (Smith 2007). Para esta torre, a Metalogalva, verificou o valor das rotações para uma velocidade do vento de 27 m/s e utilizando como limite de rotações o valor que levava à perda de 50% de força do sinal, o que para a torre original e, consequentemente, para todo o estudo paramétrico se fixou em 1º.

As combinações para estado limite último utilizadas neste estudo, encontram-se nos Quadros 5.25 e 5.26, combinações condicionantes para os esforços e o Quadro 5.27, combinação condicionante deslocamentos, respetivamente. No quadro 5.28 está representada a combinação para o estado limite de serviço dos deslocamentos.

Encontra-se, de seguida, a nomenclatura utilizada e o seu significado:

PP – Peso próprio

Wind_Y+ - Vento na direção Y+

Wind_Y- - Vento na direção Y-

Wind_X - Vento na direção X

PLAT SW – Peso próprio da plataforma

PLAT LL – Sobrecarga na plataforma

Quadro 5.25 - Combinação de ações para o estado limite último – esforços

Fator	Carregamento
1,2	PP
1,2	PLAT SW
1,12	PLAT LL
1,6	Wind_Y+

Quadro 5.26 - Combinação de ações para o estado limite último – esforços.

Fator	Carregamento
1,2	PP
1,2	PLAT SW
1,12	PLAT LL
1,6	Wind_X

Quadro 5.27 - Combinação de ações para o estado limite último – deslocamentos.

Fator	Carregamento
1,2	PP
1,2	PLAT SW
1,12	PLAT LL
1,6	Wind_Y-

Quadro 5.28 - Combinação de ações para o estado limite serviço – deslocamentos.

Fator	Carregamento
1,0	PP
1,0	PLAT SW
0,64	Wind_Y-

6
ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MODELOS E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo aborda-se uma análise comparativa entre a torre original e as várias torres modelo, cujo dimensionamento foi descrito no capítulo anterior. É de realçar que toda a análise foi realizada com base nos valores para o Estado Limite Último, obtidos usando o programa *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019*. Em todos os modelos foi realizada uma análise linear geométrica. Esta análise comparativa focou-se nas reações dos apoios (principalmente esforço axial) e nos deslocamentos e rotações, no topo da estrutura, aos 72,5 metros aos 37 metros.

Será feita, também, uma análise comparativa entre a ação do vento calculada pela empresa IRMÃOS SILVA SA – METALOGALVA e a ação do vento calculada pelo autor.

6.2 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS MODELOS

6.2.1 RESULTADOS DA ANÁLISE DA TORRE ORIGINAL

Os primeiros resultados a ser apresentados são os resultados da torre modelo Original, uma vez que estes servirão de termo de comparação com os resultados de todas as restantes torres modelo.

Começando pelas reações nos apoios, como foi mencionado no capítulo anterior, a combinação de ações mais gravosa é a mesma em todas as torres modelo e está representada na Figura 6.1.

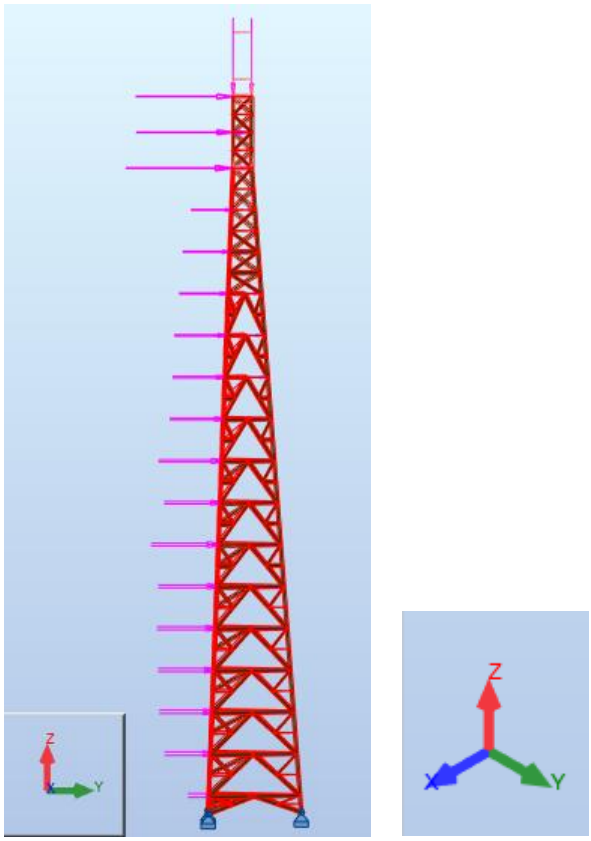


Figura 6.1 - Combinação de ações para o Estado Limite Último – para determinação dos esforços.

Após terem sido colocadas as cargas na estrutura e recorrendo ao programa de cálculo *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019*, procedeu-se ao processo de cálculo das reações, que estão apresentadas no quadro 6.1.

Quadro 6.1 - Valor das reações nos apoios da torre original.

Torre Original	
Fx(kN)	
Máximo	72
Mínimo	-134
Fy (kN)	
Máximo	142
Mínimo	-170
Fz (kN)	
Máximo	1330
Mínimo	-1148
Mx (kNm)	
17294	
My (kNm)	
15855	

Pela análise dos valores apresentados no quadro anterior, é facilmente percetível que os valores de Fx e Fy são substancialmente menores que os valores de Fz, o que era expectável, uma vez que os valores das forças do vento nas direções X e Y são relativamente baixas, já o valor dos peso próprios da estrutura e equipamentos auxiliares e, principalmente, os momentos fletores obtidos pela ação do vento originam esforços de Fx bastante elevados.

Os momentos fletores na direção X, Mx, são obtidos pela combinação de ações com o vento na direção Y+, os momentos fletores na direção Y, My, são obtidos pela combinação de ações com o vento na direção X.

Para a obtenção dos valores dos deslocamentos generalizados nas secções atrás indicadas, nomeadamente, deslocamentos horizontais e rotação, também se utilizou o programa *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019*. A combinação de ações condicionante para os deslocamentos generalizados é a que contém o vento na direção Y-, representada na figura 6.2.

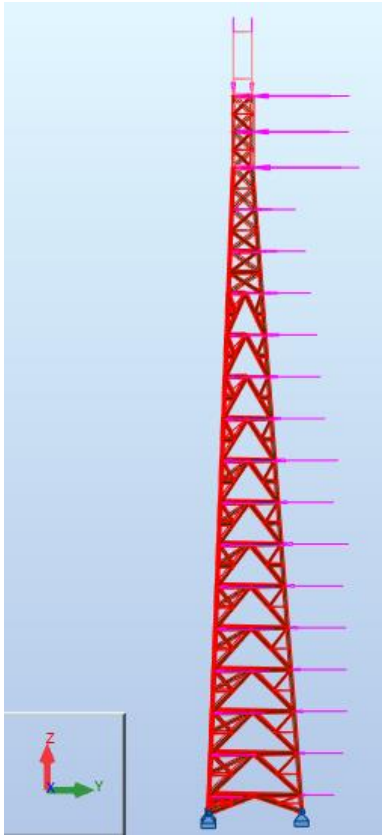


Figura 6.2 - Combinação de ações para o Estado Limite Último – para determinação dos deslocamentos.

Foram obtidos os valores dos deslocamentos generalizados para o topo da estrutura, onde são máximos, a, 2/3 da altura total e a 1/3 da altura total, tanto para a combinação do Estado Limite Último como para o Estado Limite de Serviço. Nos quadros 6.2 e 6.3 estão apresentados os valores dos deslocamentos para o Estado Limite Último e para o Estado Limite de Serviço, respetivamente.

Quadro 6.2 - Valores dos deslocamentos da torre original para o Estado Limite Último.

	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)
Topo	77,7	1,563
2/3 Altura	36,6	0,747
1/3 Altura	9,7	0,287

Quadro 6.3 - Valores dos deslocamentos da torre original para o Estado Limite de Serviço.

	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)
Topo	31,1	0,526
2/3 Altura	14,7	0,321
1/3 Altura	3,9	0,134

Como já foi referido no capítulo 2, é muito importante controlar os deslocamentos da torre, pois estes têm uma grande influência no bom funcionamento dos equipamentos, uma vez que os equipamentos de receção e transmissão podem ser bastantes sensíveis a estas variações.

6.2.2 RESULTADOS DA ANÁLISE DA TORRE MODELO A

A torre modelo A tem como elemento em estudo o sistema de Contraventamento do topo da estrutura, como já foi detalhado no capítulo anterior, pelo que interesse maior é perceber como esta alteração influencia a os deslocamentos generalizados no topo da estrutura, em particular a rotação.

Os primeiros valores apresentados referem-se às reações nos apoios. Os resultados da torre original, também vão ser apresentados, para facilitar a comparação entre os resultados dos dois modelos. No Quadro 6.4 (esquerda) estão representados os valores das reações da torre modelo A e os valores das reações da torre original (direita).

Quadro 6.4 - Valor das reações na torre modelo A.

Torre Modelo A		Torre Original	
Fx (kN)		Fx (kN)	
Máximo	74	Máximo	72
Mínimo	-139	Mínimo	-134
Fy (kN)		Fy (kN)	
Máximo	148	Máximo	142
Mínimo	-176	Mínimo	-170
Fz (kN)		Fz (kN)	
Máximo	1401	Máximo	1330
Mínimo	-1212	Mínimo	-1148
Mx (kNm)		Mx (kNm)	
18213		17294	
My (kNm)		My (kNm)	
16774		15855	

Observando os valores das reações de ambas as torres, fica evidente que o valor de todas as reações da torre modelo A é superior ao valor das reações da torre original. Estes resultados são facilmente explicados pelo acréscimo de área de contacto originada pela adição de elementos relativa à alteração do sistema de Contraventamento executado na torre modelo A. Há um aumento da área de contacto, um aumento de cerca de 5 m^2 da área por face, o que origina um ligeiro aumento da força exercida pelo vento, o pode explicar o pequeno aumento nas reações Fx e em Fy. Todavia, o aumento, mesmo tendo sido reduzido, e tendo levado, somente, a ligeiro incremento da força exercida pelo vento, por ter ocorrido na parte superior da torre, levou a um acréscimo significativo do esforço em Fz, originando momentos fletores, Mx e My, consideravelmente superiores. Observa-se ainda que os momentos Mx e My tiveram um acréscimo da ordem dos 5%.

Apresentam-se agora os valores dos deslocamentos obtidos para o Estado Limite Último e para o Estado Limite de Serviço. Tal como na apresentam das reações os valores dos deslocamentos da torre original, para maior facilidade na comparação dos resultados. No Quadro 6.5 estão apresentados os deslocamentos o Estado Limite Último e no Quadro 6.6 estão apresentados os valores para o Estado Limite de Serviço.

Quadro 6.5 - Deslocamentos da torre modelo A para o Estado Limite Último.

	Torre Modelo A		Torre Original	
	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)
Topo	82,1	1,347	77,7	1,563
2/3 Altura	38,9	0,79	36,6	0,747
1/3 Altura	10,2	0,302	9,7	0,287

Quadro 6.6 - Deslocamentos da torre modelo A para o Estado Limite de Serviço.

	Torre Modelo A		Torre Original	
	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)
Topo	32,9	0,497	31,1	0,526
2/3 Altura	15,6	0,351	14,7	0,321
1/3 Altura	4,1	0,139	3,9	0,134

Analisando os valores do deslocamento horizontal duas torres, verifica-se que os valores são superiores na torre modelo A em todos os patamares estudados. Estes resultados eram esperados, dado que, o aumento da força exercida pelo vento na parte superior da torre leva a um maior deslocamento horizontal. Quanto à rotação, a torre modelo A tem uma rotação máxima inferior à rotação máxima da torre original, confirmando o bom comportamento do Contraventamento cruzado utilizado no último terço da torre modelo A, que mesmo com um aumento da força exercida pelo vento, o aumento da rigidez é suficiente para diminuir os níveis de rotação. Já valores da rotação a 1/3 da altura e a 2/3 da altura são ligeiramente superiores na torre modelo A em comparação com a torre original, este aumento dá-se uma vez que até aos 72,5 metros de altura, sensivelmente 2/3 da altura, ambas as torres são idênticas, pelo que, o aumento da força exercida pelo vento na torre modelo A é responsável por esse ligeiro aumento na rotação nesses pontos.

6.2.3 RESULTADOS DA ANÁLISE DA TORRE MODELO B

Com a torre modelo B pretende-se estudar o comportamento da torre quando o espaçamento entre diafragmas é reduzido de 6 metros, espaçamento da torre original, para 4 metros, cujo processo de redimensionamento já foi abordado no capítulo 5.

O valor das reações nos apoios da torre modelo B estão expressos no Quadro 6.7 (esquerda), estão também expressos o valor das reações nos apoios da torre original, para facilitar a comparação de resultados.

Quadro 6.7 - Valor das reações na torre modelo B.

Torre Modelo B		Torre Original	
Fx (kN)		Fx (kN)	
Máximo	77	Máximo	72
Mínimo	-142	Mínimo	-134
Fy (kN)		Fy (kN)	
Máximo	142	Máximo	142
Mínimo	-178	Mínimo	-170
Fz (kN)		Fz (kN)	
Máximo	1378	Máximo	1330
Mínimo	-1144	Mínimo	-1148
Mx (kNm)		Mx (kNm)	
17914		17294	
My (kNm)		My (kNm)	
16041		15855	

Através da análise dos resultados apresentados no quadro anterior, observa-se que os valores de Fx e Fy da torre modelo B são muito ligeiramente superiores aos valores da torre original; esta pequena variação resulta do aumento da força exercida pelo vento, uma vez que há um aumento considerável da área de contacto resultante da alteração ao dimensionamento realizado. Os valores da reação de Fz, também são superiores na torre modelo B, este resultado é um pouco surpreendente, visto que, inicialmente, era expectável que com a diminuição do braço entre diafragmas e, consequente, aumento da rigidez da estrutura o esforço axial da estrutura fosse menor que o esforço axial da torre original. No entanto, o facto do valor da reação de Fz ser 3% superior na torre modelo B está relacionada com o aumento da força exercida pela ação do vento. Apesar de haver uma maior rigidez da estrutura, esse benefício é inferior à consequência do aumento na força exercida pela ação do vento. Uma vez que as reações de Fz são superiores na torre modelo B, os Mx e My também são superiores 3%, necessariamente. Este aumento deve-se ao facto de ser o binário entre das forças Fz que equilibra os momentos originados pela ação do vento. Por isso, estes aumentos são dependentes um do outro.

No Quadro 6.8 estão representados dos valores dos deslocamentos no Estado Limite Último para a torre modelo B, estão também apresentados os valores dos deslocamentos nos Estado Limite Último da torre original, para facilitar a comparação dos resultados. Da mesma forma, no Quadro 6.9, estão representados os valores dos deslocamentos para o Estado Limite de Serviço de ambas as torres.

Quadro 6.8 - Deslocamentos da torre modelo B para o Estado Limite Último.

	Torre Modelo B		Torre Original	
	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)
Topo	79,9	1,578	77,7	1,563
2/3 Altura	38,0	0,752	36,6	0,747
1/3 Altura	10,2	0,307	9,7	0,287

Quadro 6.9 - Deslocamentos da torre modelo B para o Estado Limite de Serviço.

	Torre Modelo B		Torre Original	
	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)
Topo	32	0,532	31,1	0,526
2/3 Altura	15,2	0,327	14,7	0,321
1/3 Altura	4,1	0,123	3,9	0,134

Começando a análise dos resultados dos deslocamentos pelo valor do deslocamento horizontal constatamos que o valor do deslocamento horizontal na torre modelo B é superior ao valor do deslocamento horizontal na torre original. Tal como na justificação para o valor da reação de Fz, neste caso o aumento da rigidez deveria diminuir os deslocamentos horizontais da estrutura, porém, o aumento da força exercida pelo vento torna-se o elemento dominante e, sendo assim, leva a que o deslocamento horizontal na torre modelo B, nos patamares em estudo, seja superior aos valores do deslocamento horizontal na torre original.

Em relação as rotações, ambas as torres têm valores idênticos, sendo que os valores da torre modelo B são ligeiramente superiores. Mais uma vez, o aumento da força exercida pelo vento explica este ligeiro aumento, mesmo com o aumento da rigidez torsional da torre modelo B, obtido pelo redimensionamento.

6.2.4 RESULTADOS DA ANÁLISE DA TORRE MODELO C

Com a torre modelo C, tal como na torre modelo B, pretende-se estudar e compreender melhor o efeito da diminuição do espaçamento diafragmas, neste caso o espaçamento é de 5 metros, com foi explicado em detalhe no capítulo anterior.

No Quadro 6.10 apresentam-se os valores das reações nos apoios da torre modelo C para a combinação de ações para o estado limite último, apresentam-se também os valores das reações nos apoios da torre original, para a mesma combinação de ações.

Quadro 6.10 - Valor das reações na torre modelo C.

Torre Modelo C		Torre Original	
Fx (kN)		Fx (kN)	
Máximo	77	Máximo	72
Mínimo	-140	Mínimo	-134
Fy (kN)		Fy (kN)	
Máximo	149	Máximo	142
Mínimo	-181	Mínimo	-170
Fz (kN)		Fz (kN)	
Máximo	1381	Máximo	1330
Mínimo	-1164	Mínimo	-1148
Mx (kNm)		Mx (kNm)	
17953		17294	
My (kNm)		My (kNm)	
16178		15855	

Analisando os resultados obtidos, verifica-se que na torre modelo C, tal como na torre modelo B, os valores das reações em Fx e Fy, são superiores aos valores na torre original, sendo que a justificação está no aumento da ação do vento, motivada pelo aumento de área, decorrente do redimensionamento. O valor da reação em Fz é superior a valor da mesma reação na torre original, em 3,5% uma vez que, tal como ocorre na torre modelo B, o aumento da rigidez na estrutura promovido pelo redimensionamento não é suficiente para acautelar o aumento da força exercida pela ação do vento. O aumento da força exercida pelo vento origina o aumento do valor dos momentos de Mx e My, também na ordem do 3,5%.

No Quadro 6.11 estão representados dos valores dos deslocamentos no Estado Limite Último para a torre modelo C, estão também apresentados os valores dos deslocamentos nos Estado Limite Último da torre original, para facilitar a comparação dos resultados. Da mesma forma, no Quadro 6.12, estão representados os valores dos deslocamentos para o Estado Limite de Serviço de ambas as torres.

Quadro 6.11 - valor dos deslocamentos para a torre modelo C para o Estado Limite Último.

	Torre Modelo C		Torre Original	
	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)
Topo	79,9	1,576	77,7	1,563
2/3 Altura	37,8	0,758	36,6	0,747
1/3 Altura	9,8	0,321	9,7	0,287

Quadro 6.12 - valor dos deslocamentos para a torre modelo C para o Estado Limite de Serviço.

	Torre Modelo C		Torre Original	
	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)
Topo	32	0,531	31,1	0,526
2/3 Altura	15,1	0,330	14,7	0,321
1/3 Altura	4,0	0,128	3,9	0,134

Analisando os valores do deslocamento horizontal em ambas as torres, verifica-se que o valor do deslocamento horizontal máximo da na torre modelo C é superior ao valor do deslocamento horizontal máximo da torre original, mais uma vez este aumento é justificável com o aumento da força exercida pela ação do vento. Em relação aos valores da rotação, na torre modelo C a rotação é superior comparativamente com a torre original. Em ambos os deslocamentos, o compromisso entre o aumento da rigidez da estrutura e o, consequente, aumento da força exercida pelo vento não traz vantagens.

6.2.5 RESULTADOS DA ANÁLISE DA TORRE MODELO D

A torre modelo D foi concebida com o objetivo de estudar qual o efeito da alteração do sistema de Contraventamento principal no primeiro terço da estrutura, até aos 37,5 metros, nos fatores em estudo, nomeadamente, as reações nos apoios e os deslocamentos.

Os primeiros valores apresentados referem-se às reações nos apoios. Os resultados da torre original, também vão ser apresentados, para facilitar a comparação entre os resultados dos dois modelos. No Quadro 6.4 (esquerda) estão representados os valores das reações da torre modelo D e os valores das reações da torre original (direita).

Quadro 6.13 - Valor das reações na torre modelo D.

Torre Modelo D		Torre Original	
Fx (kN)		Fx (kN)	
Máximo	74	Máximo	72
Mínimo	-134	Mínimo	-134
Fy (kN)		Fy (kN)	
Máximo	144	Máximo	142
Mínimo	-171	Mínimo	-170
Fz (kN)		Fz (kN)	
Máximo	1321	Máximo	1330
Mínimo	-1141	Mínimo	-1148
Mx (kNm)		Mx (kNm)	
17173		17294	
My (kNm)		My (kNm)	
15817		15855	

Pela análise dos valores das reações da torre modelo D e torre original, observa-se que os valores de Fx e Fy são idênticos, sendo muito ligeiramente superiores na torre modelo; é uma diferença tão marginal que se torna difícil concluir qual a razão para a diferença. Em relação, aos valores da reação em Fz, os valores são inferiores quando comparados com os valores da torre original, em 0,1%, uma vez que a área de contacto é inferior, a força exercida pela ação do vento é também ligeiramente inferior, além da torre modelo ter menos material que a torre original. Como as reações em Fz são inferiores, o binário originado pelas mesmas para equilibrar os momentos fletores originados pela ação do vento também são menores, daí que, tanto Mx com My têm valor inferior na torre modelo D que na torre original, em 0,1%.

No Quadro 6.15 estão representados dos valores dos deslocamentos no Estado Limite Último para a torre modelo D, estão também apresentados os valores dos deslocamentos nos Estado Limite Último da torre original, para facilitar a comparação dos resultados. Da mesma forma, no Quadro 6.16, estão representados os valores dos deslocamentos para o Estado Limite de Serviço de ambas as torres.

Quadro 6.14 - valor dos deslocamentos para a torre modelo D para o Estado Limite Último.

	Torre Modelo D		Torre Original	
	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)
Topo	78,1	1,557	77,7	1,563
2/3 Altura	37,1	0,737	36,6	0,747
1/3 Altura	10,1	0,297	9,7	0,287

Quadro 6.15 - valor dos deslocamentos para a torre modelo D para o Estado Limite de Serviço.

	Torre Modelo D		Torre Original	
	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)
Topo	31,2	0,523	31,1	0,526
2/3 Altura	14,8	0,321	14,7	0,321
1/3 Altura	4,0	0,131	3,9	0,134

Analisando os valores do deslocamento horizontal em ambas as torres e para as duas combinações de ações, verifica-se que dos valores são muito aproximados, sendo os valores do deslocamento horizontal da torre modelo D superiores, mas com uma diferença praticamente desprezável, no entanto, este pequeno aumento pode estar relacionado com a diminuição de rigidez, resultante do desaparecimento de três diafragmas. Analisando os valores da rotação também se chega a uma conclusão idêntica. Os valores em ambas as torres são idênticos, para as duas combinações de ações, resultado que indicia que a perda de rigidez torsional na torre modelo D, consequência da perda de três diafragmas, teve uma influencia residual nestas circunstancias.

6.2.6 RESULTADOS DA ANÁLISE DA TORRE MODELO E

A torre modelo E, tal como a torre modelo D, pretende estudar qual a influência da alteração do sistema principal de Contraventamento, neste caso nos dois terços interiores da estrutura, até aos 72,5 metros, nos fatores em estudos, isto é, as reações nos apoios e os deslocamentos.

No Quadro 6.17 apresentam-se os valores das reações nos apoios da torre modelo E para a combinação de ações para o Estado Limite Último, apresentam-se também os valores das reações nos apoios da torre original, para a mesma combinação de ações.

Quadro 6.16 - Valor das reações na torre modelo E.

Torre Modelo E		Torre Original	
Fx (kN)		Fx (kN)	
Máximo	71	Máximo	72
Mínimo	-131	Mínimo	-134
Fy (kN)		Fy (kN)	
Máximo	140	Máximo	142
Mínimo	-167	Mínimo	-170
Fz (kN)		Fz (kN)	
Máximo	1321	Máximo	1330
Mínimo	-1141	Mínimo	-1148
Mx (kNm)		Mx (kNm)	
17173		17294	
My (kNm)		My (kNm)	
15772		15855	

Analisando os valores os valores das reações e Fx e Fy de ambas as torres, é visível que, tal como na torre modelo D, os valores são idênticos, sendo que os valores da torre modelo E são inferiores, apesar da diferença ser reduzida, esta poderá ser explicada pela diminuição da força exercida pela ação do vento, uma vez que uma pequena diminuição na área de contacto. Na reação em Fz, os valores são inferiores na torre modelo E, em 0,1%, tal deve-se à diminuição de material e à menor força exercida pela ação do vento, visto que o binário que é necessário gerar, na direção Z, para equilibrar essa ação é menor, pelo que os momentos fletores, Mx e My, são menores na torre modelo E.

Apresentam-se agora os valores dos deslocamentos obtidos para o Estado Limite Último e para o Estado Limite de Serviço. Tal como na apresentam das reações os valores dos deslocamentos da torre original, para maior facilidade na comparação dos resultados. No Quadro 6.5 estão apresentados os deslocamentos para o Estado Limite Último e no Quadro 6.6 estão apresentados os valores para o Estado Limite de Serviço.

Quadro 6.17 - Valor dos deslocamentos para a torre modelo E para o Estado Limite Último.

	Torre Modelo E		Torre Original	
	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)
Topo	80,1	1,571	77,7	1,563
2/3 Altura	38,6	0,741	36,6	0,747
1/3 Altura	10,0	0,332	9,7	0,287

Quadro 6.18 - Valor dos deslocamentos para a torre modelo E para o Estado Limite de Serviço.

	Torre Modelo E		Torre Original	
	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)
Topo	32	0,529	31,1	0,526
2/3 Altura	15,1	0,325	14,7	0,321
1/3 Altura	4,0	0,160	3,9	0,134

Quanto à analise dos deslocamentos horizontais de ambas as torres, observa-se que os valores do deslocamento horizontal na torre modelo E são superiores aos valores do deslocamento horizontal na torre original, isto pode ser consequência da perda de rigidez na estrutura, devido à perda de seis diafragmas, o que, mesmo com a diminuição da força exercida pela ação do vento, leva a um aumento do deslocamento horizontal da torre modelo E nos patamares estudados. Analisando, agora, os valores da rotação observa-se que os valores são idênticos, para as duas combinações de ações, resultado que indicia que a perda de rigidez torsional na torre modelo E, também, consequência da perda de seis diafragmas, teve uma importancia residual nestas circunstâncias.

6.2.7 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MODELOS POR PARAMÊTRO

Uma vez que para o estudo da alteração do sistema de Contraventamento da parte superior da torre apenas foi desenvolvido um modelo, a torre modelo A, esta não vai ser abordada neste subcapítulo. Será feita uma análise comparativa entre as duas torres de cada parâmetro estudado.

6.2.7.1 Análise comparativa entre as torres modelo B e C

As duas torres, foram desenvolvidas para estudar o efeito da alteração do espaçamento entre diafragmas no comportamento da estrutura.

Nos Quadros seguintes estão expressos os valores das reações nos apoios e deslocamentos de ambas as torres, para facilitar a comparação. No quadro 6.20 estão apresentados os valores das reações nos apoios, no Quadro 6.21 e 6.22 estão apresentados os valores dos deslocamentos para o Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço, respetivamente.

Quadro 6.19 - Valores das reações nos apoios das torres modelo B e C .

Torre Modelo B		Torre Modelo C	
Fx (kN)		Fx (kN)	
Máximo	77	Máximo	77
Mínimo	-142	Mínimo	-140
Fy (kN)		Fy (kN)	
Máximo	142	Máximo	149
Mínimo	-178	Mínimo	-181
Fz (kN)		Fz (kN)	
Máximo	1378	Máximo	1381
Mínimo	-1144	Mínimo	-1164
Mx (kNm)		Mx (kNm)	
17914		17953	
My (kNm)		My (kNm)	
16041		16178	

Os valores das reações em ambas as torres modelo são idênticos, sendo que a torre modelo C, apesar de ter uma área de exposição menor que a área de exposição da torre modelo B, apresenta maiores valores de Fy. Esta pequena diferença faz com que os valores de Fz sejam, também, superiores, uma vez que o binário formado por estas forças tem de equilibrar forças de momentos fletores superiores, daí que tanto Mx como My, sejam superiores na torre modelo C.

Quadro 6.20 - Deslocamentos das torres modelo B e C para o Estado Limite Último.

	Torre Modelo B		Torre Modelo C	
	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)
Topo	79,9	1,578	79,9	1,576
2/3 Altura	38,0	0,752	37,8	0,758
1/3 Altura	10,2	0,307	9,8	0,332

Quadro 6.21 - Deslocamentos das torres modelo B e C para o Estado Limite de Serviço.

	Torre Modelo B		Torre Modelo C	
	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)
Topo	32	0,532	32	0,531
2/3 Altura	15,2	0,327	15,2	0,330
1/3 Altura	4,1	0,123	4,0	0,128

Tal como se verificou com as reações nos apoios, o valor dos deslocamentos de ambas as torres são muito idênticos, em que as diferenças são desprezáveis.

Quadro 6.22 - Peso total das torres modelo B e C.

	Peso total da estrutura (Kg)
Torre Modelo B	29610
Torre Modelo C	27087

As duas torres têm um comportamento muito parecido, no entanto a torre modelo B usa mais material, tornando esta estrutura mais dispendiosa que a torre modelo C.

6.2.7.2 Análise comparativa entre as torres modelo D e E

As torres modelo D e E foram desenvolvidas com o intuito de estudar a influência da alteração do sistema de Contraventamento principal, em diferentes níveis, no comportamento da estrutura.

Nos Quadros seguintes são apresentados os valores das reações nos apoios e deslocamentos de ambas as torres. No quadro 6.24 estão apresentados os valores das reações nos apoios, no Quadro 6.25 e 6.26 estão apresentados os valores dos deslocamentos para o Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço, respetivamente.

Quadro 6.23 - Valores das reações nos apoios das torres modelo D e E.

Torre Modelo D		Torre Modelo E	
Fx (kN)		Fx (kN)	
Máximo	74	Máximo	71
Mínimo	-134	Mínimo	-131
Fy (kN)		Fy (kN)	
Máximo	144	Máximo	140
Mínimo	-171	Mínimo	-167
Fz (kN)		Fz (kN)	
Máximo	1321	Máximo	1321
Mínimo	-1141	Mínimo	-1141
Mx (kNm)		Mx (kNm)	
17173		17173	
My (kNm)		My (kNm)	
15817		15772	

Analisando o valor das reações das torres modelo D e E, são idênticos, sendo que na torre modelo D são ligeiramente superiores, esta ocorrência poderá dever-se ao facto de esta torre modelo ter mais área de contacto e maior rigidez que a torre modelo E.

Quadro 6.24 - Valor dos deslocamentos para a torre modelo D e E para o Estado Limite Último.

	Torre Modelo D		Torre Modelo E	
	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)
Topo	78,1	1,557	81,1	1,571
2/3 Altura	37,1	0,737	38,6	0,741
1/3 Altura	10,1	0,297	10	0,332

Quadro 6.25 - Deslocamentos para a torre modelo D e E para o Estado Limite de Serviço.

	Torre Modelo D		Torre Modelo E	
	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)
Topo	31,2	0,523	32,1	0,529
2/3 Altura	14,8	0,321	15,5	0,325
1/3 Altura	4,0	0,131	4,0	0,160

Quanto ao valor do deslocamento horizontal, nos patamares estudados e em ambas as combinações de ações, observa-se que a torre modelo D apresenta um melhor comportamento que a torre modelo E, visto que, os seus valores do deslocamento horizontal são inferiores. Isto prende-se com o facto da torre modelo E ter menos diafragmas tornando, assim, a estrutura menos rígida. Relativamente às rotações, apesar de as mesmas serem ligeiramente superiores na torre modelo E, por esta ter menor rigidez torsional, as diferenças são residuais.

Quadro 6.26 - Peso total das torres modelo D e E.

	Peso total da estrutura (Kg)
Torre Modelo D	21928
Torre Modelo E	21996

A torre Modelo E, apesar de ter menos elementos que a torre modelo D, tem elementos com maior espessura e maior diâmetro, aumentando, assim, o peso da estrutura.

6.2.8 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE TORRES MODELO E A TORRE ORIGINAL

Esta análise comparativa geral entre todas as torres modelo e a torre original, tem como intuito dar uma comparação mais abrangente e, consequentemente, melhor compreensão dos resultados obtidos.

Começando por analisar o valor das reações e momentos fletores na base das várias torres, apresentando-se os mesmos, no Quadro 6.28.

Quadro 6.27 - Valor das reações.

Torre	Fx (kN)		Fy (kN)		Fz (kN)		Mx (kNm)	My (kNm)
	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín		
Original	72	-134	142	-170	1330	-1148	17294	15855
Modelo A	74	-139	148	-176	1401	-1212	18213	16774
Modelo B	77	-142	142	-178	1378	-1144	17914	16041
Modelo C	77	-140	149	-181	1381	-1164	17953	16178
Modelo D	74	-134	144	-171	1321	-1141	17173	15817
Modelo E	71	-131	140	-167	1321	-1141	17173	15772

De forma a visualizar com melhor os resultados e a facilitar a comparação dos mesmos entre as torres modelo estudadas, estão representados gráficamente, nas seguintes figuras.

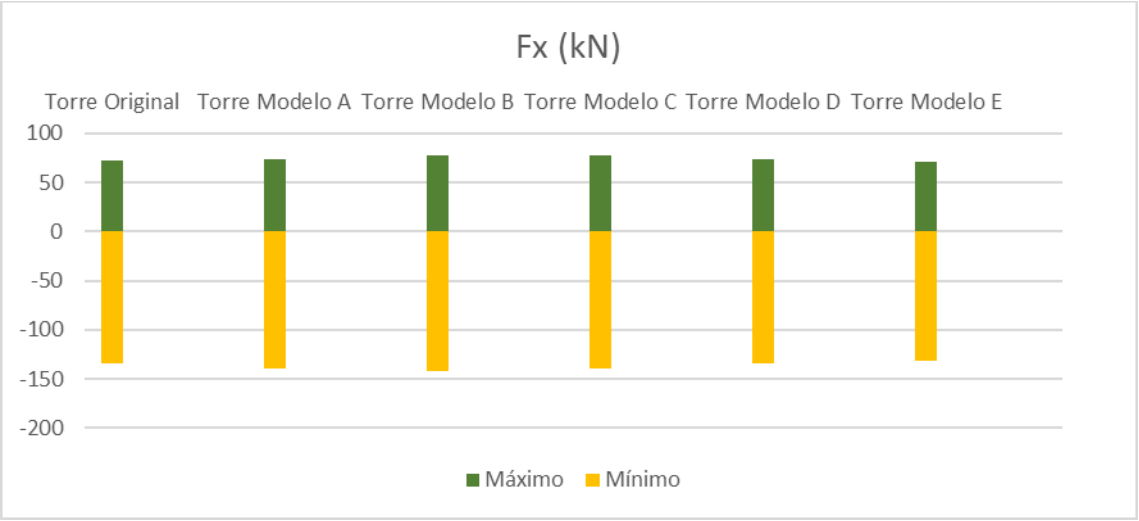


Figura 6.3 - Valores de Fx.

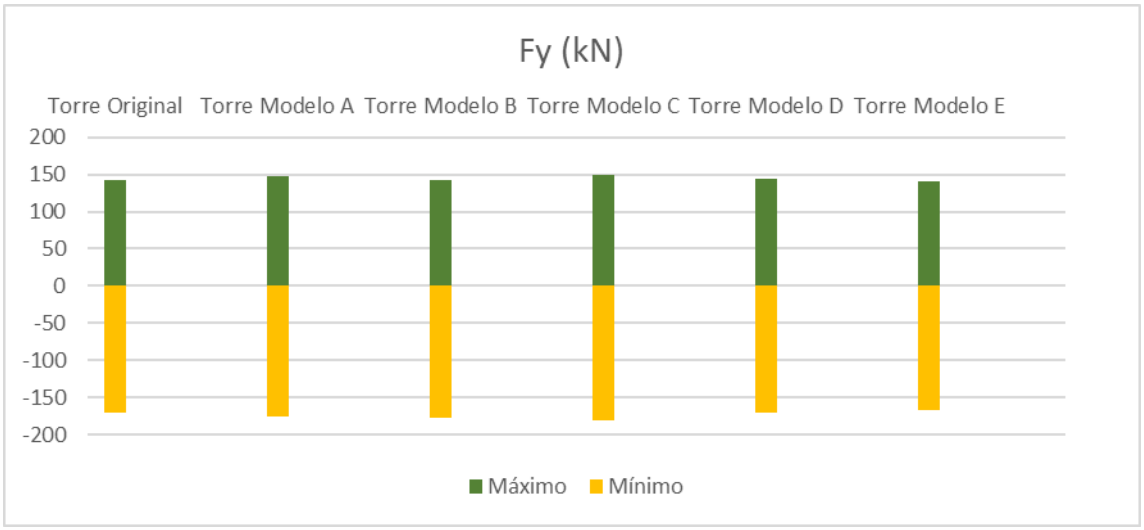


Figura 6.4 - Valores de Fy.

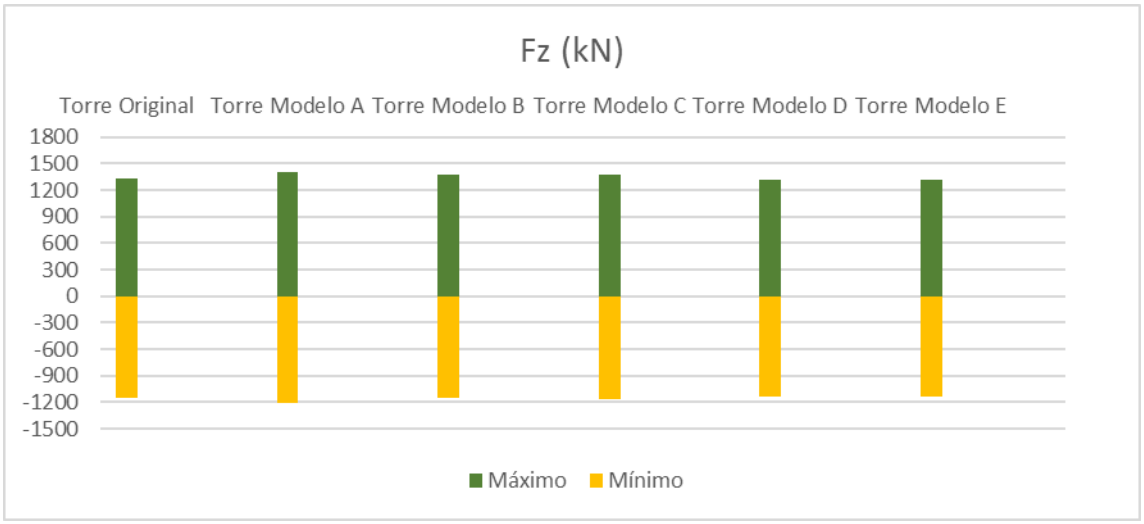


Figura 6.5 - Valores de Fz.

A primeira constatação é a de que os valores de Fx, Fy e Fz, são idênticos para todas as torres, sendo que as variações máximas são de 6 kN e 11 kN para os valores máximo e mínimo de Fx, respetivamente (variações de 8%). Para os valores de Fy a variação máxima é de 9 kN e 14 kN, (variações de 6%) para valores máximos e mínimo, respetivamente. Para os valores de Fz, as variações máximas são um pouco superiores, sendo de 80 kN para Fz máximo (variação de 6%) e de 71 kN para Fz mínimo (variação de 6%). Apesar destas diferenças não serem muito grandes, devido às dimensões da estrutura, originam variações significativas nos momentos fletores na base como é visível nos gráficos 6.4 e 6.5.

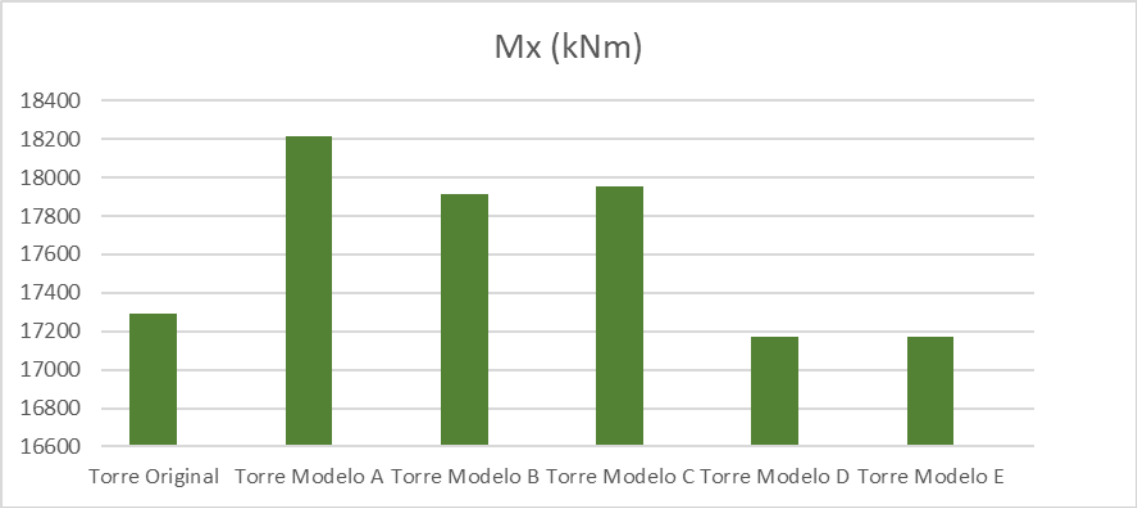


Figura 6.6 - Momentos Fletores Mx na Base.

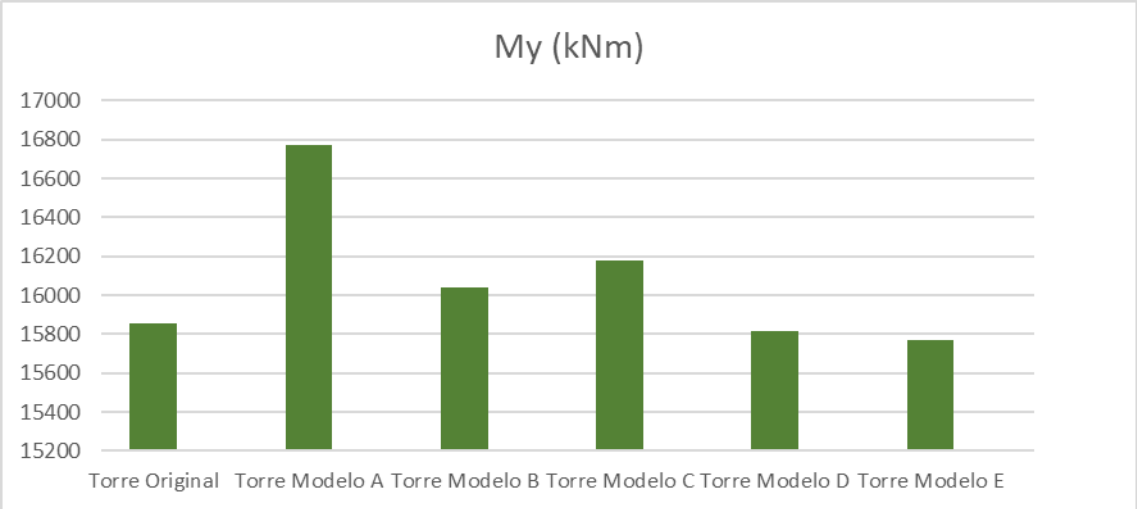


Figura 6.7 - Momentos Fletores My na Base.

Observando estes dois gráficos, facilmente se distinguem os grupos de torres por parâmetro, sendo a torre modelo A com maior momento fletor na base, Mx e My, isto deve-se ao facto do aumento a força exercida pelo vento consequência do aumento da área de exposição desta torre modelo ter sido efetuada to topo da estrutura, influenciando muito o valor dos momentos na base. As torres modelo B e C têm os dois momentões fletores na base, Mx e My, superiores aos momentos da torre original, por razões já explicadas anteriormente, nomeadamente, devido ao compromisso entre aumento da ação do vento e aumento da rigidez devido ao redimensionamento não ser benéfico neste ponto. As torres modelo B e C, apresentam momentos Mx e My inferiores aos valores da torre original, visto que a ação do vento incidente nestas estruturas é um pouco inferior à ação do vento que incide na torre original, gerando assim momentos menores.

Quanto aos deslocamentos, estão apresentados nos quadros 6.29 e 6.30, o valor dos deslocamentos horizontais e rotações de todas as torres para a combinação de ações do Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço, respetivamente.

Quadro 6.28 - Deslocamentos generalizados para o Estado Limite Último.

Torre	Topo	2/3 Altura	1/3 Altura	Topo	2/3 Altura	1/3 Altura
Original	77,7	36,6	9,7	1,563	0,747	0,287
Modelo A	82,1	38,9	10,2	1,347	0,79	0,302
Modelo B	79,9	38	10,2	1,578	0,752	0,307
Modelo C	79,9	37,8	9,8	1,576	0,758	0,321
Modelo D	78,1	37,1	10,1	1,557	0,737	0,297
Modelo E	80,1	38,6	10	1,571	0,741	0,332

Quadro 6.29 - Deslocamentos generalizados para o Estado Limite de Serviço

Torre	Topo	2/3 Altura	1/3 Altura	Topo	2/3 Altura	1/3 Altura
Original	31,1	14,7	3,9	0,526	0,321	0,134
Modelo A	32,9	15,6	4,1	0,497	0,351	0,139
Modelo B	32	15,2	4,1	0,532	0,327	0,123
Modelo C	32	15,1	4	0,531	0,33	0,128
Modelo D	31,2	14,8	4	0,523	0,321	0,131
Modelo E	32,1	15,5	4	0,529	0,325	0,16

Para facilitar a visualização e ter uma melhor compreensão dos resultados, estes estão expressos graficamente nas figuras seguintes. Nas figuras 6.8 e 6.9, estão representados os valores dos deslocamentos para a combinação de ações do Estado Limite Último, nas figuras 6.10 e 6.11, estão representados dos valores dos deslocamentos, agora, para a combinação de ações do Estado Limite de Serviço.

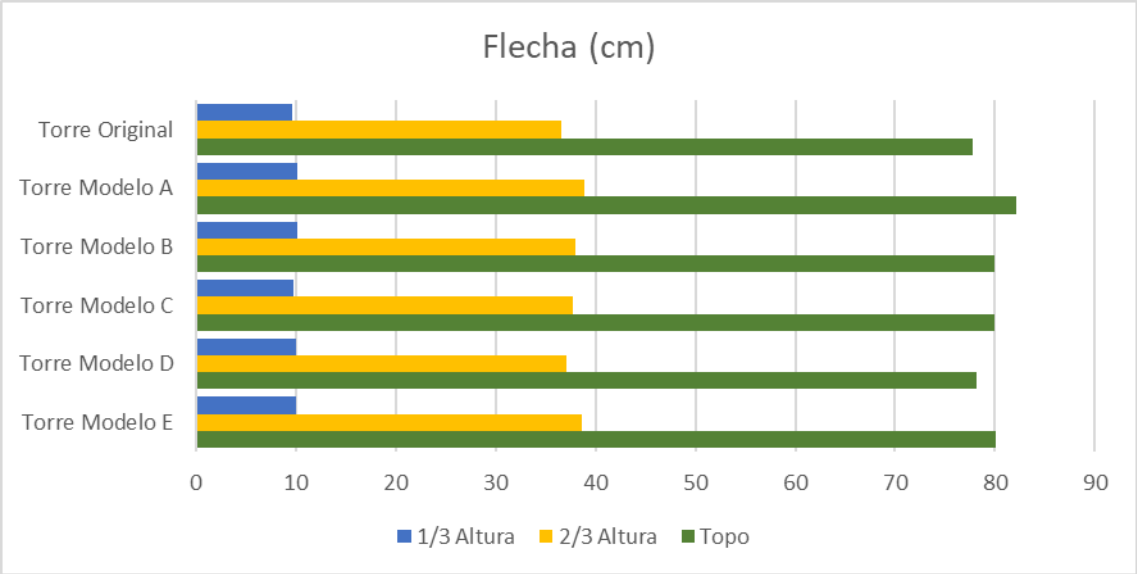


Figura 6.8 - Valores da Deslocamento horizontal para o Estado Limite Último.

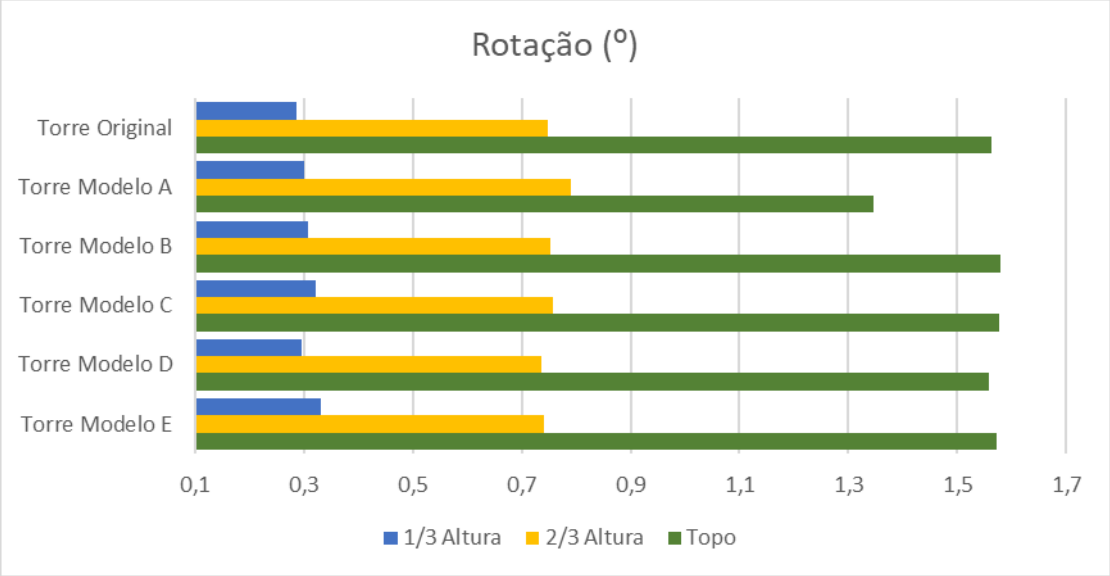


Figura 6.9 - Valores da rotação para o Estado Limite Último.

Quanto aos deslocamentos horizontais, o maior valor máximo ocorre na torre modelo A, pois como o aumento da ação do vento nesta torre modelo é no topo, esse aumento é responsável pelo aumento do deslocamento horizontal uma vez que, o resto da estrutura é muito semelhante à da torre original. O segundo maior valor do deslocamento horizontal é o da torre E que, apesar, de ter a menor força exercida pela ação do vento, é a estrutura que tem menor rigidez, levanto a este resultado. Os valores do deslocamento horizontal nas torres modelo B e C é o mesmo, sendo este superior ao da torre original e a justificação já foi mencionada anteriormente. No deslocamento horizontal a 2/3 da altura e a 1/3 da altura as diferenças entre torres modelos é reduzida.

Analisando, agora, as rotações, todas as torres modelo têm valores de rotação muito idênticos, à exceção da torre modelo A, que apresenta um valor de rotação máximo inferior às restantes torres, este resultado

era o esperado, pois, expectável que o aumento de rigidez a custa de mais um elemento diagonal no sistema de contraventamento, anteriormente em treliça simples, funcionasse bem à torção.

Nas figuras 6.12 e 6.13, estão representados os valores dos deslocamentos das torres para a combinação de ações para o estado limite de serviço.

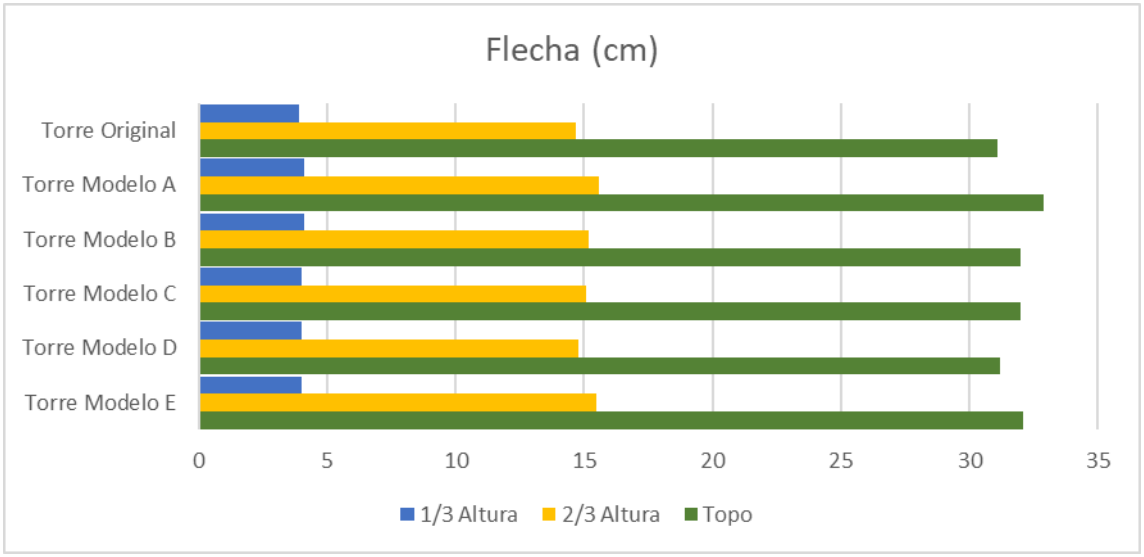


Figura 6.10 - Valores da Deslocamento horizontal para o Estado Limite de Serviço.

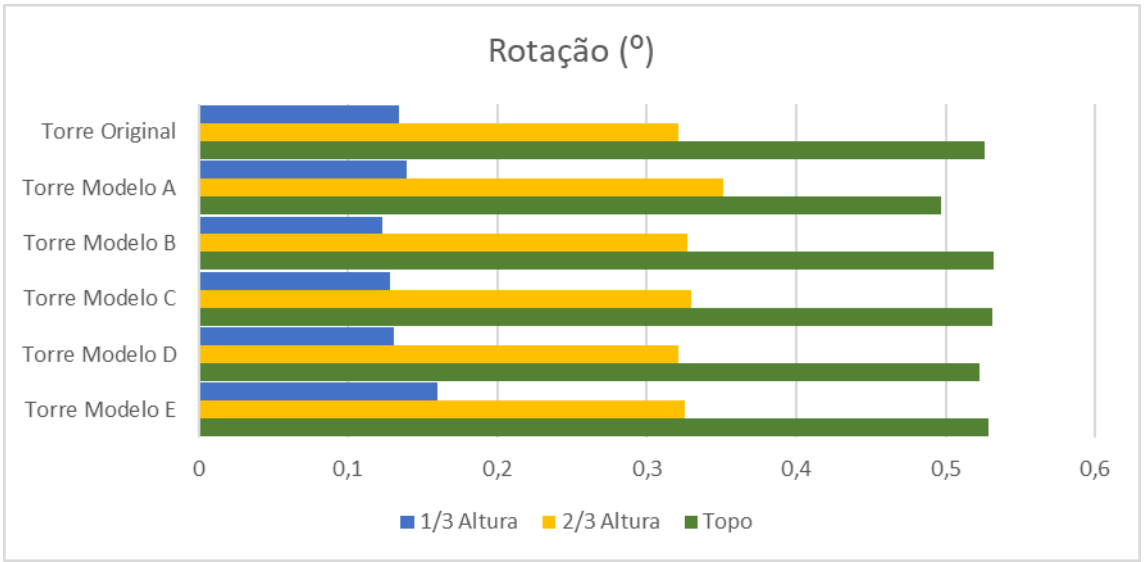


Figura 6.11 - Valores da rotação para o Estado Limite de Serviço.

Ao se analisar os valores dos deslocamentos das torres para o estado limite de serviço, observa-se que, como seria expectável, a comparação dos valores entre torres leva a conclusões muito semelhantes em relação aos deslocamentos para a combinação de ações para o estado limite último.

Todas as torres modelo foram redimensionadas, levando alterações do tipo de perfil usado em várias secções e no número total de elementos utilizados. Estas alterações, além de levarem a diferentes

respostas estruturais quando sujeitas a ação, como extensivamente analisado anteriormente, também levam a diferentes custos da estrutura. No quadro 6.31, é apresentada uma estimativa do peso total de cada torre e uma estimativa do preço da cada torre, considerando um valor de mercado para o preço do aço de cerca de 2.5 euros por quilograma.

Quadro 6.30 - estimativa do preço de cada torre.

Torre	Peso Total da Torre (kG)	Estimativa do Preço da Torre (Euros)
Original	22354,13	55885,33
Modelo A	23366,31	58415,79
Modelo B	29610,04	74025,09
Modelo C	27087,03	67717,57
Modelo D	21928,05	54820,13
Modelo E	21995,66	54989,14

Face as considerações anteriores, quanto, quer aos valores de reações, quer quanto a deslocamentos generalizados, quer a quanto a custo total associado às soluções estudadas, pensa-se que as para alem da solução associada à estrutura original, as alternativas mais indicadas poderão ser as torres modelo D e modelo E.

6.3 ANÁLISE COMPARATIVA DAS AÇÕES DO VENTO

Neste subcapítulo, será feita uma pequena análise comparativa o valor das forças exercidas pela ação do vento obtidas pela empresa IRMÃOS SILVA SA – METALOGALVA e o valor das forças exercidas pela da ação do vento calculada pelo autor, para a torre original, de modo a perceber se uma abordagem mais conservativa, como a que o autor optou e foi explicada em detalhe no capítulo 5, leva a uma diferença significativa na obtenção das reações nos apoios e demais esforços.

No cálculo da ação do vento realizado pelo autor, detalhado no capítulo 5, optou-se por uma abordagem mais conservadora, uma vez que não foram utilizados os valores de alguns parâmetros à altura de referência, simplificação admitida nos Eurocódigos, tendo esses parâmetros sido calculados para cada uma das secções em que a torre foi dividida. No quadro 6.32, são apresentados os valores das forças, por secção, obtidas no cálculo do autor, à esquerda, e os valores das forças, por secção, calculadas pela empresa IRMÃOS SILVA SA – METALOGALVA, utilizados no estudo paramétrico.

Quadro 6.31 - Comparação entre forças da ação do vento.

Secção	Força do vento Autor (kN)	Força do vento Metalogalva (kN)
1	3,56	2,80
2	7,78	6,02
3	8,93	7,29
4	9,42	7,36
5	9,86	8,16
6	9,94	8,26
7	10,05	8,07
8	9,44	8,31
9	9,52	8,13
10	9,05	7,93
11	8,86	7,79
12	8,86	7,78
13	8,31	7,51
14	7,98	7,22
15	6,84	6,53
16	6,62	6,30
17	4,72	5,70
18	4,77	5,80

Analisando ambos os valores das forças do vento, observa-se que na maioria das secções o cálculo com a abordagem mais conservativa resulta em maiores forças. Os valores das forças de ambos são idênticos apenas nas últimas quatro secções, sendo que só as últimas duas apresentam maiores valores de força no cálculo realizado pela Metalogalva.

Para compreender qual o efeito que desta diferença no valor das forças do vento dos dois cálculos origina na torre, nos quadros 6.33 e 6.34, apresentam-se os valores das reações nos apoios para ambas as forças do ventos e deslocamentos originados pelas mesmas, respetivamente. É de realçar que os valores apresentados são apenas para as forças do vento, não para a combinação de ações.

Quadro 6.32 - Comparação das reações nos apoios originadas pelas forças do vento.

Torre com Vento Autor		Torre com Vento Metalogalva	
Fx (kN)		Fx (kN)	
Máximo	38,36	Máximo	36,41
Mínimo	-38,36	Mínimo	-36,40
Fy (kN)		Fy (kN)	
Máximo	36,65	Máximo	-33,42
Mínimo	-100,1	Mínimo	-96,48
Fz (kN)		Fz (kN)	
Máximo	771,65	Máximo	767,61
Mínimo	-385,8	Mínimo	-383,8

Quadro 6.33 - Comparação dos deslocamentos originados pelas forças do vento.

	Torre com Vento Autor		Torre com Vento Metalogalva	
	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)	Deslocamento horizontal (cm)	Rotação (º)
Topo	49,1	0,614	48,6	0,616
2/3 Altura	23,7	0,391	22,9	0,423
1/3 Altura	6,5	0,180	6,1	0,173

Comparando o valor das reações para ambos os cálculos, é percetível que o valor originado pela força do vento calculada pelo autor é ligeiramente superior aos valores originados pela força do vento calculada pela empresa, o que seria expectável, dada a pequena diferença entre a forças. O aumento deve-se ao facto de o cálculo mais conservativo levar a forças do vento um pouco superiores, no entanto do ponto de vista do dimensionamento, sendo que a estrutura é a mesma nos dois casos, estas diferenças são desprezáveis. O mesmo acontece com o valor dos deslocamentos, onde as diferenças, também, são muito reduzidas, podendo-se considerar, mais uma vez, desprezáveis.

6.4 SOLUÇÕES ALTERNATIVAS DE ESBELTEZA

Foi solicitado ao autor, por parte da empresa IRMÃOS SILVA SA – METALOGALVA, uma extensão do estudo, no início de setembro, no sentido de estudar diferentes tipologias correspondentes a esbeltezas

globais; mantendo os sistemas de contraventamento na torre original, mas alterando a largura da torre na base.

6.4.1 TORRE ESBELTA A

Para a primeira torre a estudar, foi escolhida uma largura da base de 12 metros. Nos quadros seguintes estão descritas as suas propriedades geométricas e perfis utilizados.

Quadro 6.34 - Propriedade geométricas da torre, por secção.

Secção	Comprimento de secção	Nível Superior	Largura Na base	Largura No topo
1	2,37	2,37	12	11,76
2	5,84	8,21	11,76	11,18
3	5,84	14,06	11,18	10,60
4	5,84	19,9	10,60	10,01
5	5,84	25,756	10,01	9,426
6	5,84	31,6	9,426	8,842
7	5,84	37,44	8,842	8,26
8	5,84	43,29	8,26	7,67
9	5,84	49,14	7,67	7,01
10	5,84	55,00	7,01	6,51
11	5,84	60,83	6,51	5,92
12	5,84	66,68	5,92	5,34
13	5,84	72,53	5,34	4,75
14	5,84	78,37	4,75	4,17
15	5,84	84,22	4,17	3,53
16	5,84	90,07	3,53	3,00
17	5,00	95,06	3,00	3,00
18	5,00	100	3,00	3,00

Quadro 6.35 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento principal e dos diafragmas horizontais.

Secção	Montantes		Diagonais Principais		Horizontais Principais		Horizontais Secundárias	
	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe
1	323,9x8	355	114,3x3	355	152x4	355	101,6x3	355
2	323,9x8	355	152x4	355	152x4	355	101,6x3	355
3	323,9x8	355	152x4	355	152x4	355	101,6x3	355
4	323,9x8	355	152x4	355	139,7x3	355	101,6x3	355
5	323,9x8	355	139,7x3	355	133x3	355	88,9x3	355
6	323,9x8	355	139,7x3	355	127x3	355	88,9x3	355
7	323,9x8	355	133x3	355	114,3x3	355	88,9x3	355
8	323,9x8	355	133x3	355	114,3x3	355	76,1x3	355
9	273x6	355	133x3	355	101,6x3	355	76,1x3	355
10	273x6	355	133x3	355	101,6x3	355	60,3x3	355
11	244,5x6	355	133x3	355	88,9x3	355	60,3x3	355
12	244,5x6	355	127x3	355	88,9x3	355	48,3x3	355
13	244,5x6	355	127x3	355	88,9x3	355	48,3x3	355
14	244,5x6	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
15	219,1x4	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
16	219,1x4	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
17	114,3x3	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
18	114,3x3	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-

Quadro 6.36 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento secundário.

Secção	Diagonais Secundárias		Contraventamentos Secundários - Diagonais		Contraventamentos Secundários - Horizontais	
	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe
1	114,3x3	355	88,9x3	355	88,9x3	355
2	152x4	355	88,9x3	355	88,9x3	355
3	152x4	355	88,9x3	355	88,9x3	355
4	152x4	355	88,9x3	355	88,9x3	355
5	114,3x3	355	88,9x3	355	88,9x3	355
6	114,3x3	355	88,9x3	355	88,9x3	355
7	114,3x3	355	88,9x3	355	88,9x3	355
8	114,3x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
9	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
10	101,6x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
11	60,3x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
12	60,3x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
13	60,3x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
14	-	-	-	-	-	-
15	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-

6.4.2 TORRE ESBELTA B

Para a segunda torre a estudar, foi escolhida uma largura da base de 10,5 metros. Nos quadros seguintes estão descritas as suas propriedades geométricas e perfis utilizados.

Quadro 6.37 - Propriedades geométricas da torre, por secção.

Secção	Comprimento de secção	Nível Superior	Largura Na base	Largura No topo
1	2,37	2,37	10,5	10,30
2	5,84	8,21	10,30	9,82
3	5,84	14,06	9,82	9,33
4	5,84	19,9	9,33	8,84
5	5,84	25,756	8,84	8,36
6	5,84	31,6	8,36	7,87
7	5,84	37,44	7,87	7,38
8	5,84	43,29	7,38	6,90
9	5,84	49,14	6,90	6,41
10	5,84	55,00	6,41	5,92
11	5,84	60,83	5,92	5,43
12	5,84	66,68	5,43	4,95
13	5,84	72,53	4,95	4,46
14	5,84	78,37	4,46	3,97
15	5,84	84,22	3,97	3,49
16	5,84	90,07	3,49	3,00
17	5,00	95,06	3,00	3,00
18	5,00	100	3,00	3,00

Quadro 6.38 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento principal e dos diafragmas horizontais.

Secção	Montantes		Diagonais Principais		Horizontais Principais		Horizontais Secundárias	
	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe
1	323,9x10	355	114,3x3	355	139,7x3	355	101,6x3	355
2	323,9x10	355	139,7x4	355	139,7x3	355	101,6x3	355
3	323,9x10	355	139,7x4	355	139,7x3	355	101,6x3	355
4	323,9x10	355	139,7x4	355	133x3	355	101,6x3	355
5	323,9x10	355	139,7x4	355	127x3	355	88,9x3	355
6	323,9x10	355	139,7x4	355	127x3	355	88,9x3	355
7	323,9x10	355	139,7x4	355	114,3x3	355	88,9x3	355
8	323,9x10	355	133x3	355	101,6x3	355	76,1x3	355
9	273x8	355	133x3	355	101,6x3	355	76,1x3	355
10	273x8	355	133x3	355	88,9x3	355	60,3x3	355
11	244,5x6	355	133x3	355	88,9x3	355	60,3x3	355
12	244,5x6	355	133x3	355	88,9x3	355	48,3x3	355
13	244,5x6	355	127x3	355	88,9x3	355	48,3x3	355
14	219,1x6	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
15	197,5x5	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
16	197,5x5	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
17	114,3x3	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-
18	114,3x3	355	101,6x3	355	60,3x3	355	-	-

Quadro 6.39 - Perfis pré-dimensionados do contraventamento secundário.

Secção	Diagonais Secundárias		Contraventamentos Secundários - Diagonais		Contraventamentos Secundários - Horizontais	
	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe	Perfil Tubular	Classe
1	114,3x3	355	88,9x3	355	88,9x3	355
2	133x3	355	88,9x3	355	88,9x3	355
3	133x3	355	88,9x3	355	88,9x3	355
4	133x3	355	88,9x3	355	88,9x3	355
5	114,3x3	355	88,9x3	355	88,9x3	355
6	114,3x3	355	88,9x3	355	88,9x3	355
7	114,3x3	355	88,9x3	355	88,9x3	355
8	114,3x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
9	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
10	101,6x3	355	60,3x3	355	48,3x3	355
11	60,3x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
12	60,3x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
13	60,3x3	355	60,3x3	355	60,3x3	355
14	-	-	-	-	-	-
15	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-

6.4.3 ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS DAS TORRES ESBELTAS

No sentido de estudar as duas torres esbeltas e compreender o efeito da alteração deste parâmetro tem no comportamento da estrutura, apresenta na tabela seguinte o valor das reações e momentos fletores na base de ambas as torres, bem como os mesmos valores da torre original, como meio de comparação. A mesma informação também está apresentada graficamente em figuras para facilitar a comparação dos resultados.

Quadro 6.40 - Reações nas torres esbeltas.

Torre Esbelta A		Torre Esbelta B		Torre Original	
Fx (kN)		Fx (kN)		Fx (kN)	
Máximo	74	Máximo	69	Máximo	72
Mínimo	-136	Mínimo	-131	Mínimo	-134
Fy (kN)		Fy (kN)		Fy (kN)	
Máximo	150	Máximo	147	Máximo	142
Mínimo	-176	Mínimo	169	Mínimo	-170
Fz (kN)		Fz (kN)		Fz (kN)	
Máximo	1714	Máximo	1909	Máximo	1330
Mínimo	-1483	Mínimo	-1671	Mínimo	-1148
Mx (kNm)		Mx (kNm)		Mx (kNm)	
17826		17353		17294	
My (kNm)		My (kMm)		My (kNm)	
16510		16133		15885	

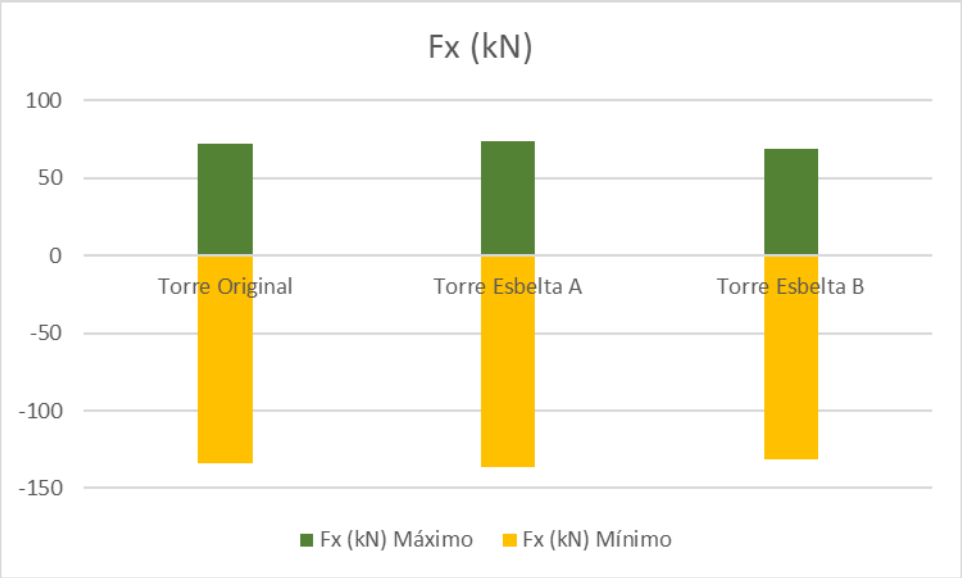


Figura 6.12 - Reações nos apoios Fx.

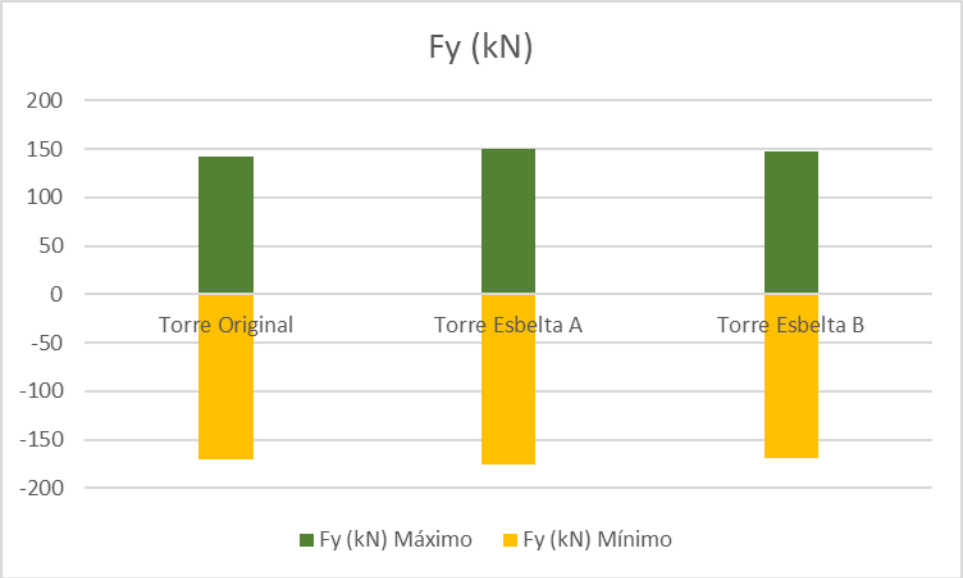


Figura 6.13 - reações nos apoios Fy.

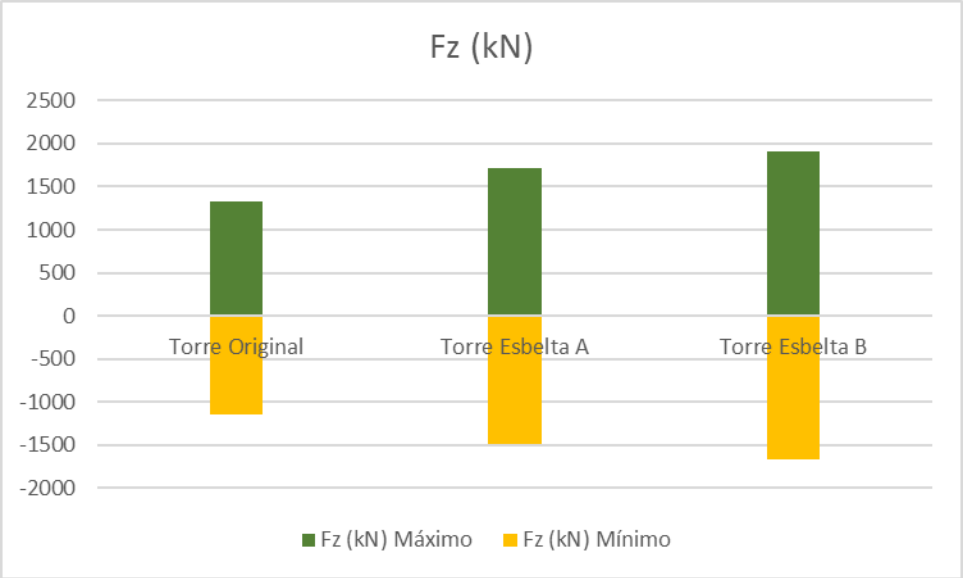


Figura 6.14 - Reações nos apoios Fz.

O valor das reações em Fx e Fy, são idênticas em todas as torres, um ligeiro acréscimo de 2% e 5%, respetivamente, na torre esbelta A e um ligeiro decréscimo na torre esbelta B de 4% e, Fx e um acréscimo de 3% em Fy, em comparação com os valores da torre original. Em relação ao valor das reações em Fz, em ambas os torres os valores são substancialmente superiores aos valores da torre original, onde na torre esbelta A o acréscimo é de 22% e na torre esbelta B o acréscimo é de 30%. Este aumento deve-se ao facto do braço entre os apoios ser inferior nas duas torres, levando a que sejam necessários maiores valores de Fz para que o binário originado por estes seja capas de equilibrar os momentos fletores gerados na base.

Nas figuras 6.15 e 6.16 estão apresentados os valores dos momentos fletores na base, Mx e My, respetivamente, das duas torres em estudo e da torre original.

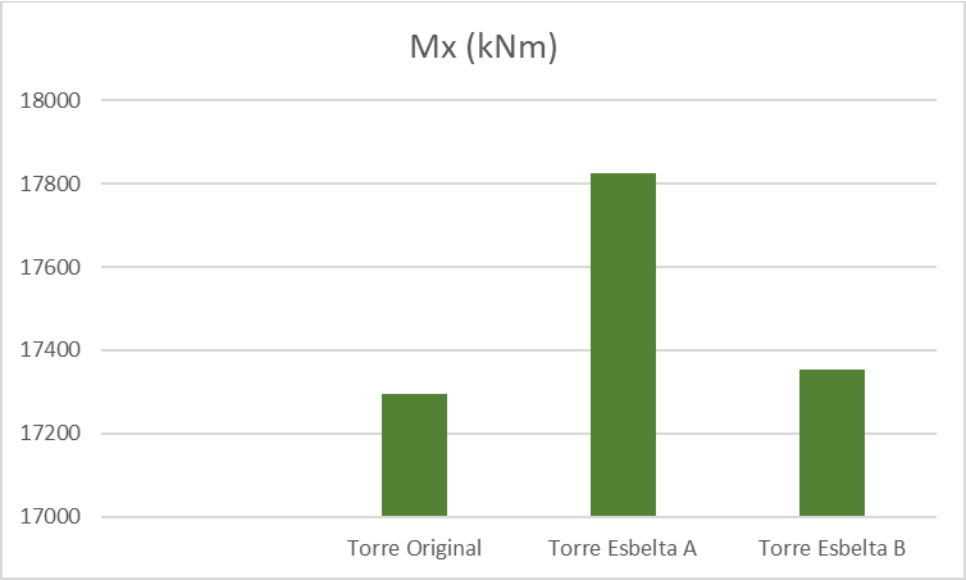


Figura 6.15 - Momentos fletores Mx.

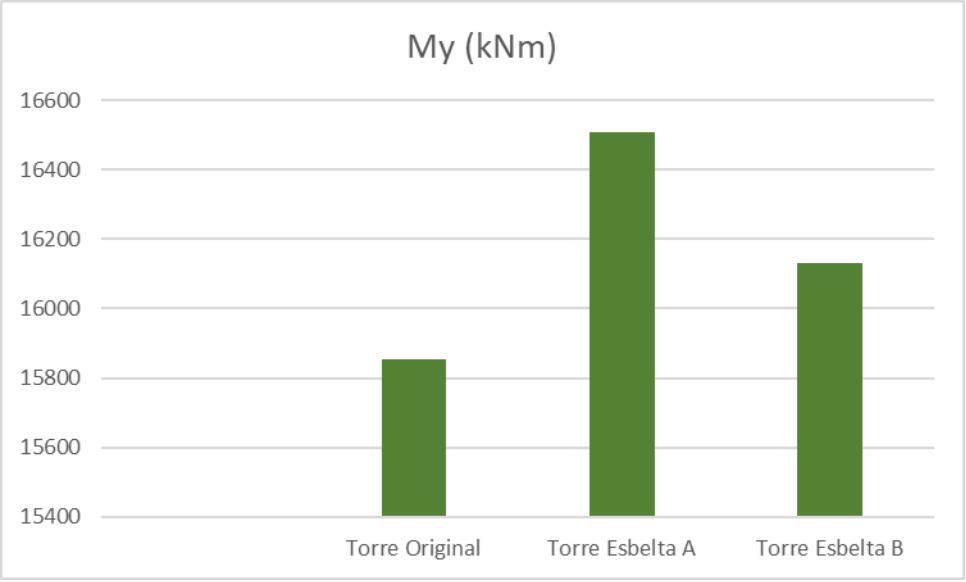


Figura 6.16 - Momentos fletores My.

Da observação dos gráficos, verifica-se que para os dois momentos, Mx e My, é na torre esbelta A que eles são máximos, com o acréscimo na ordem do 3% em ambos os momentos. Os momentos na torre esbelta B também são superiores aos momentos na torre original, sendo que no momento Mx o aumento é reduzido, apenas de 0,3%, enquanto que o aumento em My é de 2%.

Nos quadros 6.39 e 6.40, são apresentados os valores dos deslocamentos generalizados para as três torres, para as combinações do Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço, respetivamente. A mesma informação é apresentada nas figuras 6.17 e 6.18, para a combinação de ações do Estado Limite Último e nas figuras 6.19 e 6.20 para a combinação de ações do Estado Limite de Serviço.

Quadro 6.41 - Deslocamentos para o Estado Limite Último.

Torre	Topo	2/3 Altura	1/3 Altura	Topo	2/3 Altura	1/3 Altura
Original	77,7	36,6	9,7	1,563	0,747	0,287
Esbelta A	77,9	37,6	9,9	1,53	0,686	0,291
Esbelta B	79,4	37,6	9,9	1,547	0,715	0,298

Quadro 6.42 - Deslocamentos para o Estado Limite de Serviço.

Torre	Topo	2/3 Altura	1/3 Altura	Topo	2/3 Altura	1/3 Altura
Original	31,1	14,7	3,9	0,526	0,321	0,134
Esbelta A	31,1	15,0	4,0	0,513	0,273	0,117
Esbelta B	31,8	15,3	4,0	0,520	0,283	0,119

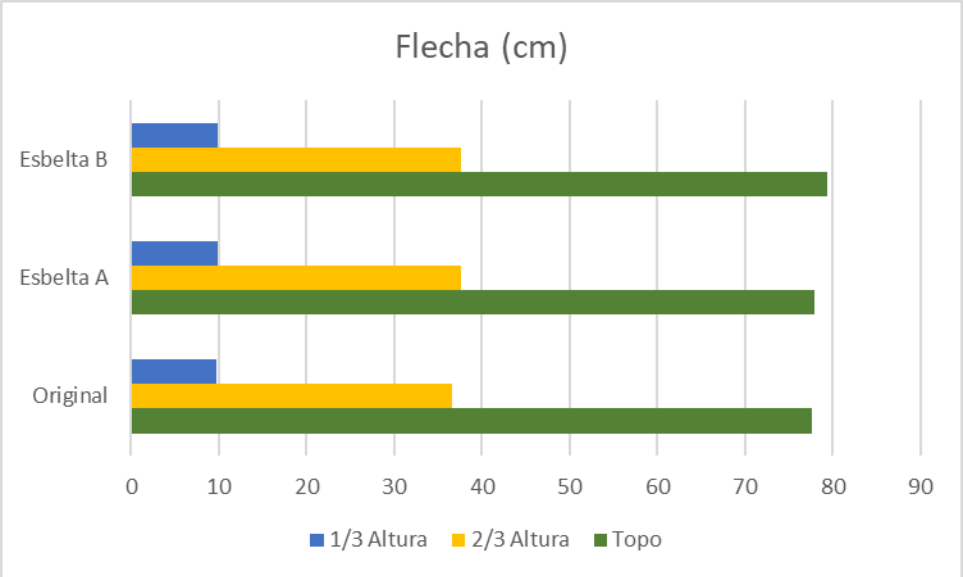


Figura 6.17 - Deslocamentos horizontais para o Estado Limite Último.

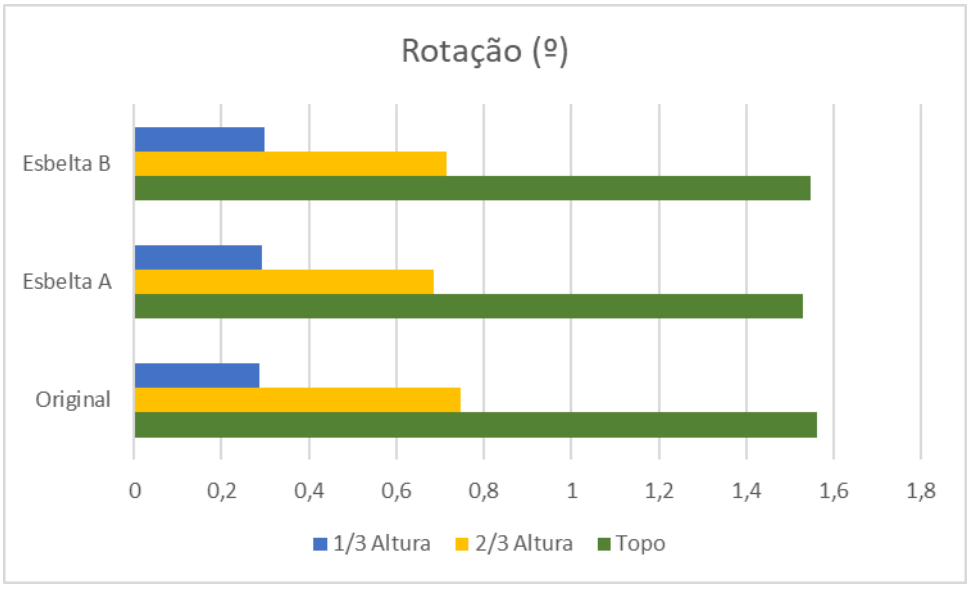


Figura 6.18 - Rotações para o Estado Limite Último.

Analisando os valores dos deslocamentos horizontais, observa-se que todas as torres apresentam valores muito aproximados, sendo que a torre que tem maior deslocamento horizontal é a torre esbelta B com um aumento de 2% em relação à torre original. Em relação as rotações os valores são, também muito aproximados, existindo um ligeiro decréscimo no valor da rotação máxima na torre esbelta B de 1% e de 2% na torre esbelta A.

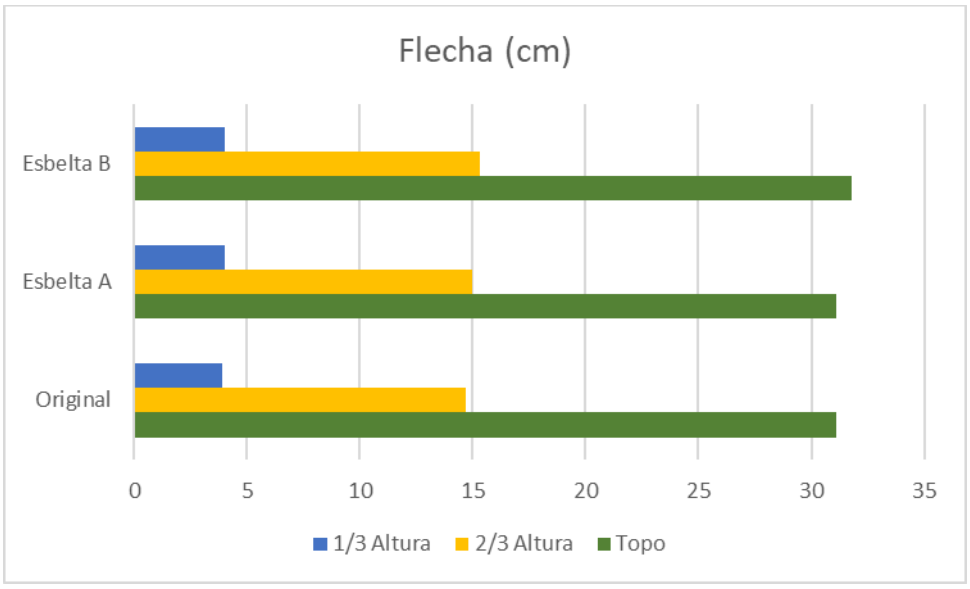


Figura 6.19 - Deslocamentos horizontais para o Estado Limite de Serviço.

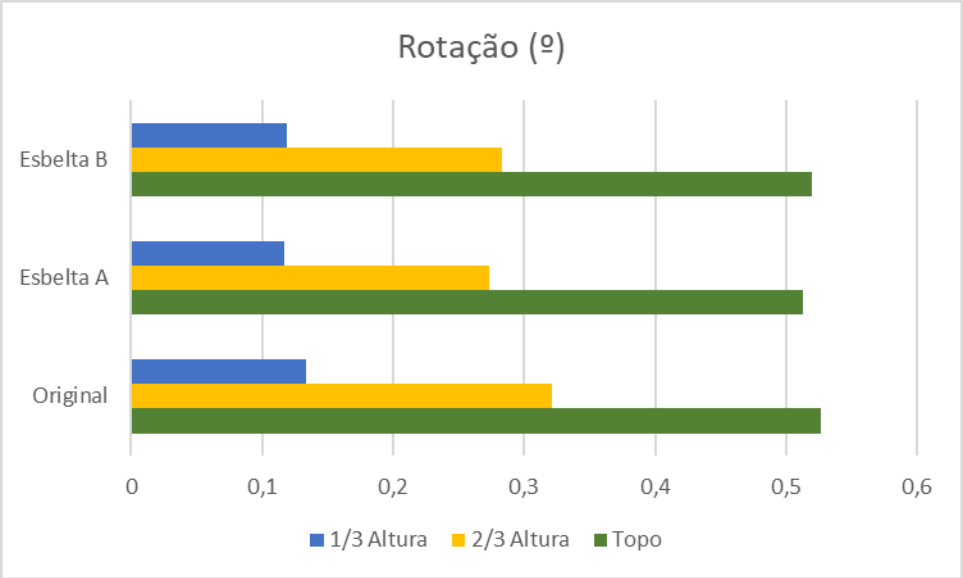


Figura 6.20 - Rotações para o Estado Limite Serviço.

Como era espectável os valores obtidos para a combinação de ações para o Estado Limite de Serviço, levam a conclusões em tudo semelhantes ás conclusões tiradas para os resultados dos deslocamentos generalizados para a combinação de ações para o Estado Limite Último.

As duas torres esbeltas foram redimensionadas, levando alterações do tipo de perfil usado em várias secções e no número total de elementos utilizados. Estas alterações, além de levarem a diferentes respostas estruturais quando sujeitas a ação, como extensivamente analisado anteriormente, também levam a diferentes custos da estrutura. No quadro 6.41, é apresentada uma estimativa do peso total de cada uma das torres esbeltas e uma estimativa do preço da cada torre, considerando um valor de mercado para o preço do aço de cerca de 2.5 euros por quilograma.

Quadro 6.43 - Estimativa do preço das torres Esbeltas.

Torre	Peso Total da Torre (kG)	Estimativa do Preço da Torre (Euros)
Original	22354,13	55885,33
Esbelta A	29132,10	72830.29
Esbelta B	30122,70	75306,70

Uma vez que, as torres esbeltas têm uma largura da base menor, levando a que seja necessário utilizar perfis maiores e mais espessos, para que o aumento no esforço axial seja acautelado, leva a que, apesar das larguras da base menores, estas duas estruturas sejam bastante mais pesadas e, consequentemente, mais caras quando comparadas com a torre original.

Face as considerações anteriores, quanto, quer aos valores de reações, quer quanto a deslocamentos generalizados, quer a quanto a custo total associado às soluções estudadas, pensa-se que apenas em situações em que a área de implantação seja uma condicionante, as duas torres esbeltas estudadas não trazem benefícios em comparação com a torre original.

7
CONCLUSÃO

7.1 CONCLUSÕES

As torres de telecomunicações são estruturas fundamentais para as atividades do quotidiano na sociedade atual. Devido à sua grande envergadura e consequências que a sua rutura poderá causar, é importante ter um bom conhecimento dos diferentes dimensionamentos possíveis destas estruturas e quais as diferenças ao nível da resposta estrutural que estes originam.

Neste trabalho escolheram-se, para os parâmetros estudados, os esquemas de Contraventamento que pareceram mais adequados face às considerações inicias. Deste modo, o presente trabalho consistiu no desenvolvimento de cinco torres modelo que foram redimensionadas a partir de uma torre facultada pela empresa IRMÃOS SILVA SA – METALOGALVA. Este trabalho consistiu no estudo de três parâmetros distintos, cada um focado uma alteração do esquema de Contraventamento em particular, sendo as 5 torres modelo dividiram-se por três grupos. Em todas as torres modelo houve alteração do número de elementos metálicos usados e , excetuando a torre modelo A, foi necessário alterar o tipo perfil metálico utilizado em vários elementos, consequência de um processo de redimensionamento iterativo, de forma a se obterem torres modelo que cumprissem os critérios de estabilidade e segurança, preconizados nas normas, já mencionadas em capítulos anteriores.

Para todas as torres foram determinados os valores das reações nos apoios, momentos fletores na base e deslocamentos generalizados, além de terem sido obtidos os pesos totais das estruturas. Face às análises comparativas realizadas, as ilações retiradas são pertinentes. Tendo sempre como referencia a torre original facultada pela Metalogalva, começando pela torre modelo A, esta é mais dispendiosa e necessita de mais material que a torre original, origina esforços maiores e no que toca às rotações, a diminuição destas é muito reduzida; no entanto, esta diferença pode ter influencia ao determinar se certos equipamentos de transmissão cumprem ou não limites legais de emissão de frequências. As torres modelo B e C não parecem ter mostrado ser alternativas validas, uma vez que do ponto de vista estrutural têm uma pior resposta às ações a que poderão ser sujeitas. Ambas usam bastante mais material e portanto são mais pesadas que a torre original, levando a que sejam mais caras, por utilizarem mais elementos no seu dimensionamento; existe também um maior risco de perda, dano ou erro da assemblagem na face de montagem da estrutura. Existindo, ainda, na torre modelo C, o desperdício de material, uma vez que, o espaçamento, sendo de 5 metros e os perfis serem obtidos em peças de 12 metros, leva a que haja 2 metros que são desperdiçados.

De toda a análise realizada, pensa-se que as torres modelo D e E poderão constituir alternativas viáveis ao dimensionamento da torre original, dado que têm um comportamento estrutural idêntico, apresentado, até menores esforços axiais. São estruturas mais leves e, por essa razão, mais económicas e, uma vez

que necessitam de menos elementos metálicos, existe uma menor possibilidade de perda, dano ou erro de assemblagem na fase de montagem da estrutura.

Com o estudo suplementar comparando torres de diferente largura na base, sugerido pela empresa IRMÃOS SILVA SA – METALOGALVA, de forma a enriquecer a compreensão da influência deste tipo de alteração na estrutura e após todo o estudo e analise, pensa-se que só em situações muito particulares, onde a área de implantação é um elemento muito condicionante, é que estas alternativas seriam interessantes, visto que são mais dispendiosas em comparação com a torre original.

Foi também realizado um cálculo da ação do vento pelo autor, apesar de não ser necessário para o estudo paramétrico porque as ações a que os modelos foram sujeitos foram calculados e facultados pela Metalogalva, pois só assim é que as conclusões retiradas do estudo seriam relevantes para a empresa. Não obstante este facto, o cálculo da ação do vento pelo autor e a descrição de todo o processo permitiu: (a) compreender e explicar como se executa o mesmo; (b) averiguar qual o influencia no resultado das forças obtidas utilizando uma abordagem mais conservativa (que neste caso não se verificou ser relevante, para estas tipologias estruturais).

7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O estudo realizado nesta tese incidiu sobre considerações especificas e limitadas, pelo que há uma grande margem para desenvolver e enriquecer futuras abordagens. Neste sentido, dever-se-á estudar e analisar a mesma estrutura utilizando diferentes elementos, como perfis em cantoneira, bem como outras estruturas, de base quadrada, por exemplo.

No desenvolvimento desta dissertação surgiu um conjunto de perspetivas segundo as quais poderão ser alvo de análises e investigação futura. Primeiramente, seria relevante refazer o trabalho utilizando uma análise não linear geométrica das estruturas (Barros, R.C. 2019) das tipologias estudadas, para perceber a importância do esforço axial nos vários elementos em estruturas deste tipo.

Compreensão da importância da variabilidade da ação do vento, consoante o local de implantação (Zona A e B e categorias 0, I, II, III, IV), em estruturas desta tipologia.

Compreender a importância da modelação das torres como estruturas reticuladas nos vários modelos A, B, C, D e E; e até mesmo analisar e compreender as diferenças entre as ligações aparafusadas e soldadas.

Entender a importância do processo de montagem e assemblagem dos vários panos constituintes de uma torre de telecomunicações.

Considerar, para cada um dos modelos estudados, a importância da verificação de fenómenos de partilha de vórtices (*vortex shedding*) na segurança local e global da estrutura (Vieira and Barros 2017).

Efetuar uma análise dinâmica da torrre treliçada de telecomunicações sob registos dinâmicos da ação do vento, apropriados ao local de implantação. Comparando os máximos resultados dinâmicos com os da análise quasi-estática regulamentar. Possibilidade de incorporação de técnicas de controlo dinámico da torre treliçada de telecomunicações sob a ação do vento (R.C. Barros and A. Preumont (ed.) 2010) (Jorge M Henriques and Barros 2013).

REFERÊNCIAS

"Acessórios Metálicos Para Torres: Trava Quedas, Guarda Corpo, Escadas e Mais Soluções." n.d. Accessed August 27, 2020. https://gruposansolucoes.com/blog/acessorios-metalicos-para-torres.

Alonso, Renata Costa de Almeida, Diego Souza de Lima, Matheus Gomes, Mauro De Vasconcellos Real, Elizaldo Domingues dos Santos, and Liércio André Isoldi. 2015. "Modelagem Computacional Aplicada à Flambagem Elástica de Colunas." *Scientia Plena* 11 (8). https://doi.org/10.14808/sci.plena.2015.081310.

Amaral, Cristiano Torres; Correia, Martineli Priscila e Pereira, Paulo Tibúrcio. 2008. "Corrosão Em Estruturas Metálicas: Uma Breve Discussão Acerca Da Prevenção Em Torres de Telecomunicação | Do Amaral | e-Xacta," 2008. https://revistas.unibh.br/dcet/article/view/211/113.

ANAC. n.d. "Circular de Informação Aeronáutica - PORTUGAL INSTITUTO NACIONAL DE AVIAÇÃO CIVIL INFORMAÇÃO AERONÁUTICA LIMITAÇÕES EM ALTURA E BALIZAGEM DE OBSTÁCULOS ARTIFICIAIS À NAVEGAÇÃO AÉREA."

Antunes, António Pedro. 2008. "Projecto de Postes e Mastros Tubulares."

Barros, R.C., N.A.C. Ferreira, and R. Delgado. 2013. "Effects of Wind in Tall Buildings: A Comparison for a Real Case and Its Vibration Control Using a Tuned Mass Damper." *Tall Buildings: Design Advances for Construction*, no. January 2011: 13–53. https://doi.org/10.4203/csets.33.2.

Barros, Rui C. 2002. "Dimensionamento Estrutural de Mastros Metálicos." *Rev. Int. Mét. Num. Cálc. Dis. Ing* 18: 351–65.

Caetano, Elsa de Sá. 2015. "Apontamentos Da Unidade Curricular de Estruturas Metálicas e Mistas."

Calostescu, Ileana. 2013. "Wind Loads on Structures: Software Application II. Towers," no. Lxiii.

Camotim, Dinar. 2006. "Apontamentos de Estruturas Metálicas."

Ceccon, Jorge Luiz. 2008. "Análise Dos Efeitos de Segunda Ordem Em Pilares Solicitados a Flexão Oblíqua Composta." Universidade de São Paulo.

CEN. 2006. "Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 3-1: Towers, Masts and Chimneys" 1 (2005).

CN Tower Web Site. n.d. Accessed August 18, 2020. http://www.cntower.ca/portal/GetPage.aspx?at=848.

Davenport, A. G. 1995. "How Can We Simplify and Generalize Wind Loads?" *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 54–55 (C): 657–69. https://doi.org/10.1016/0167-6105(94)00079-S.

Fernendes, Sara Cristina Carneiro. 2018. "SIMULAÇÃO DO EFEITO DA CORROSÃO NA VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE UMA TORRE METÁLICA DEGRADADA." http://www.fe.up.pt.

"Foto 6 de 6 de Acessórios Torres." n.d. Accessed August 27, 2020. https://under-linux.org/album.php?albumid=1708&attachmentid=62551.

Henriques, J. M., and R. C. Barros. 2013. "Design of a Lattice Wind Tower and a Comparison of the Structural Response with and without a TMD." *Civil-Comp Proceedings* 102 (January). https://doi.org/10.4203/ccp.102.45.

Henriques, Jorge M, and Rui C Barros. 2013. "COMPARISONS OF A TALL LATTICE WIND TOWER RESPONSE WITH AND WITHOUT A TMD."

Holmes, John. 2015. *Wind Loading of Structures*. *Wind Loading of Structures*. https://doi.org/10.4324/9780203301647.

"Image: Cellphonetowerlocations.Jpg Cell Phones | LoveToKnow." n.d. Accessed August 26, 2020.

https://cellphones.lovetoknow.com/image/162553~cellphonetowerlocations.jpg.

IPQ. 2010a. "Eurocódigo 1 : Acções Em Estruturas — Acções Gerais — Part 1-4 : Acções Do Vento." *Communities* 4: 1–148. https://doi.org/NP EN 1991-1-4.

———. 2010b. "Eurocódigo 3 – Projecto de Estruturas de Aço Parte 1-1: Regras Gerais e Regras Para Edifícios" 45 (5): 1055–61. https://doi.org/10.1590/S0080-62342011000500004.

ISO. 2017. "Atmospheric Icing of Structures Charges Sur Les Structures Dues à La Glace."

Jürgen Grünberg, Joachim Göhlmann, Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos, Johann-Dietrich Wörner. 2013. *Concrete Structures for Wind Turbines*. *Concrete Structures for Wind Turbines*. https://doi.org/10.1002/9783433603291.

Lambert, M.J. 1996. "The Life of Mast Stay Ropes" 37.

Leite, DM, and CM Leite. 1997. "Proteção Contra Descargas Atmosféricas: Edificações, Baixa Tensão e Linhas de Dados."

"Linha de Vida Para Escada Marinheiro | Dois Dez." n.d. Accessed August 27, 2020. https://doisdez.com.br/produtos/linha-de-vida-para-escada-marinheiro/.

Macieira, Gustavo, and Marcos Stefanelli Vieira. 2016. "EMISSÃO DE ONDAS ELETROMAGNÉTICAS DE ESTAÇÕES RÁDIO BASE EM CAMPO PRÓXIMO: DISTÂNCIAS SEGURAS PARA REALIZAÇÃO DE MANUTENÇÃO EM SISTEMAS IRRADIANTES." *Revista Mackenzie de Engenharia e Computação*. Vol. 16. http://editorarevistas.mackenzie.br/index.php/rmec/article/view/10181.

Metalogalva. n.d. "Conception Générale."

"Modelo de Projeto de Torre Autoportante." n.d. Accessed August 18, 2020. https://under-linux.org/showthread.php?t=139711.

Monteiro, Fábio Filipe Jáco. 2014. "ANÁLISE DO EFEITO DA AÇÃO SÍSMICA EM TORRES METÁLICAS DE TELECOMUNICÇÕES DE GRANDE ALTURA." http://www.fe.up.pt.

"NB SERIES - Saman Niroo." n.d. Accessed August 14, 2020. http://www.samanniroo.com/?services=nb-series#prettyPhoto['services']/2/.

Nielsen, Mogens G. 2009. "Analysis and Design of Masts and Towers."

Peter Sachs. 1978. *Wind Forces in Engineering*. *Pergamon Press*.

Simões, Rui A. D. 2014. *DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS 3ª EDIÇÃO Coleção : Construção Metálica e Mista*. Edited by CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista Mista. 3ª. Mista, CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.

Smith, Brian W. 2007. *Communication Structures*. London: Thomas Telford Lda.

Sreevidya, S., and N. Subramanian. 2003. "Aesthetic Appraisal of Antenna Towers." *Journal of Architectural Engineering* 9 (3): 102–8. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1076-0431(2003)9:3(102).

"Telecom Knowledge and Experience Sharing: Telecom Tower Collapse." n.d. Accessed August 14, 2020. https://telecom-knowledge.blogspot.com/2015/04/telecom-tower-collapse.html.

"Torre Autoportante 30 Metros (Telecom)." n.d. Accessed August 18, 2020. https://produto.mercadolivre.com.br/MLB-786264788-torre-autoportante-30-metros-telecom-preco-por-kg-_JM.

"Torre Autoportante Quadrada 60 Metros Internet & Rádio." n.d. Accessed August 18, 2020. https://produto.mercadolivre.com.br/MLB-713006003-torre-autoportante-quadrada-60-metros-internet-radio-_JM.

"Torre Guyed - Torre de Comunicação,Torre Da Estrutura,Fabricante de Torre Auto-Apoio - ESTRUTURA Kehang METAL COMPANY." n.d. Accessed August 18, 2020. http://www.steeltowerchn.com/pt/guyed-tower/guyed-tower/.

"Torres Metálicas | Fapriferro." n.d. Accessed August 11, 2020. http://fapriferro.com/project/torres-metalicas/.

Vieira, Dário, and Rui Carneiro Barros. 2017. "Tubular Steel Lattice Telecommunication Towers, Subjected to Wind Loading and Vortex Shedding." In *COMPDYN 2017 - Proceedings of the 6th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, 2:3154–62. National Technical University of Athens. https://doi.org/10.7712/120117.5635.20402.

Xavier De Brito Machado, Cristina. n.d. "INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA (Licenciada Em Engenharia Civil) Dissertação de Natureza Científica Para Obtenção Do Grau de Mestre Em Engenharia Civil Na Área de Especialização de Estruturas Orientadora."