

PROJECTO DE TORRES EÓLICAS RETICULADAS DE GRANDE ALTURA (150m)

**MODELAÇÃO E ANÁLISE COMPARATIVA COM
ESTRUTURAS TUBULARES AUTO-SUPORTADAS**

JORGE FERNANDO MARTINS HENRIQUES

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

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel Meneses Carneiro de
Barros

SETEMBRO DE 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

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

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do 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 Titi

Deve-se dar maior importância às derrotas, porque são elas e não as vitórias que nos tornam conscientes da necessidade de melhorar

Karl Terzaghi

AGRADECIMENTOS

O meu percurso académico termina com a realização desta dissertação. Durante todo este período foram muitas as pessoas que me acompanharam, foram muitas as amizades realizadas e foram muitos os conhecimentos obtidos.

De uma maneira especial, gostaria de agradecer a todos os que se cruzaram comigo, nestes anos de academia, e que assim me tornaram um melhor ser humano, um melhor amigo e um melhor engenheiro.

Ao professor Dr. Rui Carneiro de Barros, orientador desta dissertação, pelos conhecimentos transmitidos, pelo empenho e pela disponibilidade demonstrada.

À empresa Metalgalva – Grupo Metalcon, pelo acolhimento especial e a todos os Engenheiros que, de uma maneira voluntariosa, se disponibilizaram para ajudar a atingir o objectivo final.

Aos meus amigos Hugo Alves e Germano Ribeiro pelo apoio e camaradagem demonstrada nesta nossa aventura pelo Norte.

Aos companheiros de estruturas por todo o auxílio e amizade demonstrada neste último ano, por vezes bastante complicado.

Um especial obrigado, à Professora Deolinda Castro, pelo cuidado e atenção na leitura e correcção desta dissertação.

À minha namorada, Mariana, pela ajuda, carinho e compreensão demonstrado, neste período difícil. A ela agradeço a maneira como me faz sorrir e acreditar.

Por fim, agradeço aos meus pais, por todo o amor que sempre me deram, e por acreditarem sempre em mim, fazendo de tudo para que pudesse alcançar os meus objectivos.

RESUMO

O aumento da procura de energia eólica tem levado a um grande desenvolvimento das tecnologias envolvidas. O presente trabalho visa modelar e dimensionar uma torre reticulada/treliçada de 150 metros, e posteriormente realizar a comparação com as típicas torres tubulares auto-suportadas.

As acções envolvidas no dimensionamento deste tipo de torres foram a acção do vento, acção do gelo combinada com o vento e acção sísmica, tendo sido acautelados todos os efeitos dinâmicos. Para o processo de dimensionamento foi desenvolvido um programa em ambiente *Excel*, com programação em *Visual Basic* que realiza o cálculo da acção do vento segundo as disposições estabelecidas pelos Eurocódigos (EN 1991-1-4 e EN 1993-3-1).

Foi modelada a torre reticulada com uma geometria definida pelo autor e com as características necessárias para o suporte de um aerogerador. O cálculo metálico foi realizado com recurso ao programa *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012*, de forma iterativa com o programa de cálculo da acção do vento desenvolvido pelo autor. As acções que condicionaram o dimensionamento foram a acção do vento e a acção do vento combinada com a acção do gelo.

Os resultados obtidos estiveram de acordo com o esperado, conseguindo-se uma economia de peso de aço para o corpo da torre e de betão para as fundações, relativamente às torres tubulares. A quantidade de betão utilizada na fundação da torre reticulada representa 35 % da quantidade de betão utilizada, numa torre tubular com a mesma altura. Relativamente ao peso da torre, consegue-se uma economia na ordem dos 40 %, quando comparado com uma torre tubular com a mesma altura (150 m).

O custo inicial de uma torre eólica reticulada é menor e a capacidade de elevação dos rotores que estas permitem levam a uma maior produção de energia, relativamente às torres tubulares auto suportadas.

PALAVRAS-CHAVE: Vento, energia eólica, torre reticulada, torres tubulares, efeitos dinâmicos, custo

ABSTRACT

The rising demand of wind energy has lead to a huge development of the related technologies. The following work aims to model and dimension a lattice tower heighten 150 meters, and afterwards establish a comparison with the typical self-supported tubular towers.

The taken actions in this kind of design were the wind action, the action of the ice combined with the seismic action, taking into account all dynamic effects. To the design process it was developed an Excel program, using a Visual Basic program which calculates the wind action according to the disposals established by the Euro codes (EN 1991-1-4 and EN 1993-3-1).

It was modulated a lattice tower with the geometrics defined by the author and with the needed characteristics to support a wind turbine. The metallic calculation was achieved with the *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012*, iteratively with the calculation program of the wind action developed by the author. As expected to this kind of towers the actions that conditioned the design were the action of the wind and the action of the wind combined with ice.

The final results were the expected ones; in the body of the tubular towers it is possible to save steel and concrete in its foundations. The concrete amount used in a lattice tower foundation represents only 35% of the concrete used in a tubular tower with the same height. In relation to the tower's weight it is possible to save almost 40%, when compared to a tubular tower with the same height (150 m).

In conclusion, the initial cost of a wind lattice tower is cheaper and the capacity to elevate the rotors is higher, which allows them to produce more energy, in relation to the self-supported tubular towers.

KEYWORDS: Wind, wind energy, lattice towers, tubular towers, dynamic effects, cost

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 ENERGIA EÓLICA	1
1.1.1 HISTÓRIA DA ENERGIA EÓLICA COMO FONTE DE ENERGIA	1
1.1.2 ENERGIA EÓLICA EM PORTUGAL	3
1.1.3 VANTAGENS DA ENERGIA EÓLICA	5
1.1.4 DESVANTAGENS DA ENERGIA EÓLICA	6
2 RECURSO EÓLICO	7
2.1 ORIGEM E MECANISMO DE GERAÇÃO DO VENTO	7
2.2 MAPAS METEOROLÓGICOS DE SUPERFÍCIE E OS VENTOS	8
2.2.1 VENTO GEOSTRÓFICO	9
2.2.2 VENTO GRADIENTE	10
2.2.3 VENTO DE SUPERFÍCIE	10
2.3 CARACTERIZAÇÃO DO VENTO	12
2.3.1 VARIAÇÕES ANUAIS E SAZONAIS	12
2.3.2 VARIAÇÕES SINÓPTICAS E DIURNAS	13
2.3.3 TURBULÊNCIA	13
3 AEROGERADORES	17
3.1 COMPONENTES DO AEROGERADOR	17
3.1.1 ROTOR	19
3.1.2 NACELLE	20
4 ACÇÕES REGULAMENTARES	21
4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	21
4.2 ACÇÃO DO VENTO	21
4.2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	21
4.2.2 PRESSÃO DO VENTO DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO EN 1991-1-4	22
4.2.3 COEFICIENTE DE FORÇA DE ACORDO A EN 1993-3-1	25
4.2.4 COEFICIENTE ESTRUTURAL DE ACORDO A EN 1991-1-4	30
4.2.4.1 Coeficiente de resposta quase estática	31
4.2.4.2 Factor de pico	32

4.2.4.3 Coeficiente de resposta em ressonância	33
4.2.4.4 Decremento logarítmico total de amortecimento.....	33
4.2.5 OUTRAS INDICAÇÕES DAS NORMAS.....	36
4.2.5.1 Carregamento para torres com montantes inclinados	36
4.2.5.2 Classes de fiabilidade.....	37
4.3 ACÇÃO DO GELO E COMBINAÇÃO DA ACÇÃO DO VENTO COM A ACÇÃO DO GELO.....	38
4.3.1 ACÇÃO DO GELO	38
4.3.2 COMBINAÇÃO DA ACÇÃO DO GELO COM A ACÇÃO DO VENTO	40
4.4 ACÇÃO SÍSMICA	40
4.4.1 ZONEAMENTO SÍSMICO.....	40
4.4.2 TIPO DE TERRENO	42
4.4.3 ESPECTROS DE RESPOSTA.....	42
4.4.4 OUTRAS CONSIDERAÇÕES DO EUROCÓDIGO 8-6.....	45
5 DISPOSIÇÕES REGULAMENTARES NECESSÁRIAS AO DIMENSIONAMENTO	47
5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	47
5.2 CLASSIFICAÇÃO DA ESTRUTURA	48
5.2.1 EFEITOS DE 2ª ORDEM	48
5.2.2 CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES.....	48
5.3 IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS.....	51
5.4 ENCURVADURA	52
5.4.3 ENCURVADURA LATERAL.....	52
5.4.4 DIMENSIONAMENTO À COMPRESSÃO	53
5.4.4.1 Factor de esbelteza efectiva, k	55
5.4.4.2 Comprimento de encurvadura e esbelteza	57
6 PROJECTO DE TORRE RETICULADA	61
6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	61
6.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS DO PROJECTO	61
6.3 GEOMETRIA, MATERIAL E SECÇÕES.....	63
6.3.1 GEOMETRIA	63
6.3.2 MATERIAL E SECÇÕES.....	69
6.4 MODELAÇÃO DA ESTRUTURA	69
6.5 ACÇÕES	73
6.5.1 PESO PRÓPRIO	73

6.5.2 ACÇÃO DO VENTO NA TORRE	74
6.5.2.1 Método de cálculo da acção do vento na estrutura	75
6.5.2.2 Parâmetros relativos a acção do vento.....	78
6.5.3 ACÇÃO DO VENTO NO ROTOR DO AEROGERADOR	79
6.5.4 ACÇÃO DO VENTO NOS ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS.....	80
6.5.5 ACÇÃO DO GELO	82
6.5.6 ACÇÃO SÍSMICA.....	84
6.6 COMBINAÇÕES DE ACÇÕES.....	85
6.7 OUTRAS CONSIDERAÇÕES.....	89
6.8 DIMENSIONAMENTO	89
6.8.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	89
6.8.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	91
6.8.3 RESPOSTA DINÂMICA E RESSONÂNCIA.....	92
6.9 FUNDAÇÕES	94
6.9.1 CAPACIDADE DE CARGA DO TERRENO.....	95
6.9.1.1 Verificação de segurança.....	98
6.9.2 DESLIZAMENTO PELA BASE	99
6.9.3 ASSENTAMENTOS	100
6.9.4 DIMENSIONAMENTO DA ALTURA	100
6.9.5 DIMENSIONAMENTO	101
7 ANÁLISE COMPARATIVA COM ESTRUTURAS TUBULARES AUTO-SUPORTADAS	105
7.1 TORRES TUBULARES AUTO-SUPORTADAS	105
7.2 TORRES RETICULADAS	106
7.3 COMPARAÇÃO ENTRE AS DUAS TORRES A NÍVEL ECONÓMICO	107
8 CONCLUSÕES	111
BIBLIOGRAFIA.....	113

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Crescimento da indústria eólica a nível mundial [5].....	2
Figura 1.2 – Energia eólica no Mundo [6]	3
Figura 1.3 – Primeiro parque eólico português	3
Figura 1.4 – Crescimento da energia eólica em Portugal [5]	4
Figura 1.5 – Capacidade geradora e número de aerogeradores [5]	4
Figura 1.6 – Parque eólico do Alto Minho [9]	5
Figura 1.7 – Impacte ambiental das diferentes energias eléctricas [10].....	5
Figura 2.1 – Mecanismo de geração de ventos [11]	7
Figura 2.2 – Tipos de brisas [11].....	8
Figura 2.3 – Efeito de <i>Coriolis</i> [12]	9
Figura 2.4 – Equilíbrio de forças para a formação do vento Geostrófico [4].....	10
Figura 2.5 – Circulação atmosférica sob à influência da rugosidade da superfície [4].....	11
Figura 2.6 – Perfil vertical da velocidade do vento [4]	11
Figura 2.7 – Funções de densidade de probabilidade de <i>Weibull</i> [3].....	13
Figura 2.8 – Turbulência do vento [8].....	14
Figura 3.1 – Componentes principais de um Aerogerador [19]	18
Figura 4.1 - Coeficiente de exposição em função da altura	24
Figura 4.2 - Área projectada dos painéis [22]	26
Figura 4.3 - Exemplo de estrutura treliçada [21].....	27
Figura 4.4 - Factores de incidência do vento mais comuns [22].....	28
Figura 4.5 - Coeficientes de redução de elementos não estruturais [22].....	29
Figura 4.6 - Coeficientes típicos de componentes individuais [22]	30
Figura 4.7 - Formas gerais das construções abrangidas pelo método de cálculo [21]	31
Figura 4.8 – Factor de pico [22].....	32
Figura 4.9 - Valores aproximados do decremento logarítmico de amortecimento estrutural [21].....	35
Figura 4.10 – Forças instaladas nas diagonais [25].....	36
Figura 4.11 - Casos de carga [22]	37
Figura 4.12 – Modelo de deposição do gelo do tipo esmalte [26]	39
Figura 4.13 – Zoneamento Sísmico de Portugal Continental [27]	41
Figura 4.14 – Tipos de terreno [27].....	42
Figura 4.15 – Forma do espectro de resposta elástica [27]	43
Figura 4.16 – Espectro de resposta elástica de tipo 1 (5% de amortecimento) [27]	43
Figura 4.17 - Espectro de resposta elástica de tipo 2 (5% de amortecimento) [27]	44
Figura 4.18 – Factores de comportamento [28]	46
Figura 5.1 – Comportamento das secções à flexão	49
Figura 5.2 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidas [29]..	50
Figura 5.3 – Elementos compostos por perfis pouco afastados [29].....	54
Figura 5.4 – Elementos compostos por cantoneiras [29]	55
Figura 5.5 – Factor de esbelteza efectiva para montantes [22]	56
Figura 5.6 – Factor de esbelteza efectiva para diagonais e travessas [22]	57
Figura 5.7 – Padrões tipo de contraventamento [22].....	58
Figura 5.8 – Sistemas de contraventamentos secundários [22].....	59
Figura 5.9 – Tipos de contraventamento plano [22]	59
Figura 6.1 – Altura da torre	63
Figura 6.2 – Pormenor de entrada do aerogerador na torre [32]	63
Figura 6.3 – Coeficiente de força em função do índice de cheios [21]	64

Figura 6.4 – Esquema para a determinação de x	65
Figura 6.5 – Esquema da configuração da torre em altura	67
Figura 6.6 – Geometria da torre.....	68
Figura 6.7 – Configuração do sistema de eixos das cantoneiras de abas iguais	69
Figura 6.8 – Tipos de associação de cantoneiras utilizado	69
Figura 6.9 – Apoio rígido em todas as direcções.....	71
Figura 6.10 – Definição dos 14 painéis	72
Figura 6.11 - Forças que simulam a massa do aerogerador.....	73
Figura 6.12 – Orientações do vento consideradas em projecto	74
Figura 6.13 – Interface inicial do programa desenvolvido pelo autor	75
Figura 6.14 – Esquema da metodologia do programa de cálculo da Acção do vento	77
Figura 6.15 – Posição mais desfavorável do rotor [3].....	79
Figura 6.16 – Posições do rotor	79
Figura 6.17 - Escadas de acesso	81
Figura 6.18 - Gráfico com diferenças de massas por nível.....	83
Figura 6.19 – Gráfico da área de exposição por painel	83
Figura 6.20 – Parâmetros definidos na acção sísmica	85
Figura 6.21 – Fluxograma do processo de dimensionamento	90
Figura 6.22 – Geometria típica de sapatas.....	94
Figura 6.23 – Zonas de corte e forças que se opõem a rotura [43].....	95
Figura 6.24 – Sapata rectangular solicitada por carga vertical e momentos [43].....	98
Figura 6.25 – Coeficientes parciais [43].....	99
Figura 6.26 – Secção crítica da sapata.....	101
Figura 7.1 – Duas secções de torres tubulares de chapas soldadas [44].....	105
Figura 7.2 – Comparação de custos.....	109

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 - Zoneamento do território	22
Quadro 4.2 - Valor básico da velocidade de referência do vento.....	22
Quadro 4.3 - Categoria e parâmetros de terreno	23
Quadro 4.4 – Valores de ξ	35
Quadro 4.5 – Classes de fiabilidade [22]	37
Quadro 4.6 - Factores parciais de segurança [22]	38
Quadro 4.7 – Propriedades dos diferentes tipos de gelo [26].....	38
Quadro 4.8 – Classes para o Gelo do tipo Esmalte (ICG) [26]	39
Quadro 4.9 – Factor de redução da pressão do vento [26]	40
Quadro 4.10 – Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas	41
Quadro 4.11 – Factor de comportamento em função da classe da secção [28]	46
Quadro 5.1 – Classificação das secções [29]	49
Quadro 6.1 – Características do rotor do FL2500	62
Quadro 6.2 – Potência do FL2500	62
Quadro 6.3 – Massas do FL2500	62
Quadro 6.4 – Valores assumidos.....	64
Quadro 6.5 – Forças do vento na torre	66
Quadro 6.6 – Forças do rotor	66
Quadro 6.7 – Cálculo do esforço actuante em função da largura (x)	66
Quadro 6.8 – Características geométricas	67
Quadro 6.9 – Comprimentos de encurvadura.....	72
Quadro 6.10 - Forças que simulam a massa do aerogerador	73
Quadro 6.11 – Coeficientes relativos à definição da acção do vento	78
Quadro 6.12 – Resumo de forças do cenário da Figura 6.16 (1).....	80
Quadro 6.13 – Resumo de forças do cenário da Figura 6.16 (2).....	80
Quadro 6.14 – Forças da acção do vento sobre Elementos não estruturais.....	82
Quadro 6.15 – Principais modos e frequências de vibração.....	84
Quadro 6.16 – Combinações de acções para o Estado limite último	86
Quadro 6.17 – Combinações de Acções para o estado limite de serviço	88
Quadro 6.18 – Acções sobre a torre	91
Quadro 6.19 – Deslocamentos máximos.....	92
Quadro 6.20 – Frequências naturais de vibração	93
Quadro 6.21 – Reacções da envolvente de esforços (ELU)	101
Quadro 6.22 – Reacções da envolvente de esforços (ELS).....	102
Quadro 6.23 – Resumo de cálculos efectuados.....	102
Quadro 6.24 – Resumo de cálculos efectuados.....	102
Quadro 6.25 – Calculo dos assentamentos.....	103
Quadro 6.26 – Verificação da altura	103
Quadro 7.1 – Influência da restrição do diâmetro com o peso da torre [44]	106
Quadro 7.2 – Resumo do dimensionamento	107
Quadro 7.3 – Quadro comparativo de custos	108

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENERGIA EÓLICA

Segundo o portal das energias renováveis, a energia eólica é definida como sendo uma energia renovável com fonte no vento, resultante do deslocamento de massas de ar, derivado dos efeitos das diferenças de pressão atmosférica entre duas regiões distintas, influenciado por efeitos locais como a orografia e a rugosidade do solo [1].

Apesar de esta energia ser apelidada de Energia Eólica, este tipo de energia deriva da energia solar, já que, o vento tem origem no desigual aquecimento da atmosfera pelo sol, associado às irregularidades da superfície terrestre e ao movimento de rotação da Terra. O regime dos ventos é influenciado pela forma do solo, pelos planos de água e pelo coberto vegetal. Assim, o vento é uma forma de energia solar.

A energia eólica é, então, uma das energias renováveis mais exploradas ao nível mundial. As energias renováveis são energias cuja fonte de energia é ilimitada, inesgotável, já que a sua utilização não provoca a diminuição da sua disponibilidade. São ainda energias com um menor impacto ambiental.

Hoje em dia, as energias renováveis são cada vez mais exploradas devido à grande necessidade de encontrar formas sustentáveis de produção de energia, não só pelas constantes variações dos preços dos combustíveis fósseis, como também pela tentativa de diminuir a emissão de gases de efeito de estufa para a atmosfera [2].

1.1.1 HISTÓRIA DA ENERGIA EÓLICA COMO FONTE DE ENERGIA

O vento é utilizado como forma de energia há alguns milhares de anos. Registos históricos, de há mais de 5 mil anos, revelam a utilização, pelos Egípcios antigos, do vento para navegar no Rio Nilo.

Desta forma, o vento foi utilizado, ao longo dos anos, para responder às necessidades energéticas das actividades humanas. Inicialmente foi utilizado para propulsar meios de transporte (barcos à vela), mas também para bombear água (moinhos hidráulicos) ou moer cereais. Nos dias de hoje, a energia dos ventos é utilizada, não pelos moinhos mas por eólicas.

Actualmente, a energia eólica é cada vez mais utilizada para a produção de electricidade, quer para utilização local descentralizada, quer em grandes parques eólicos constituídos por vários aerogeradores ligados à rede eléctrica.

Decorria o ano de 1973 quando, no estado Norte Americano de Ohio, foi instalada a primeira turbina eólica da era moderna, com um rotor de duas pás com 38 m de diâmetro e 100 kW de potência [3].

Na Dinamarca, em 1980, foram fabricadas as primeiras turbinas europeias, produzidas por pequenas companhias de equipamentos agrícolas. Estas turbinas possuíam uma capacidade de geração (30-55 kW) bastante reduzida quando comparada com valores actuais [4].

Em 1980 a utilização da energia eólica, como recurso energético, disparou nos Estados Unidos da América. Este desenvolvimento, na utilização deste tipo de energia, prendeu-se com medidas que estimularam a utilização de fontes de energia renováveis.

Quanto à Europa, o ano de 2007 foi crucial para a política das energias renováveis nos 27 estados membros da União Europeia. Estes concordaram que, até 2020, 20% da energia eléctrica consumida teria de ser proveniente de fontes de energia renováveis.

O gráfico da Figura 1.1 representa o crescimento da indústria eólica mundial de 1996 a 2007, onde, se pode observar o enorme crescimento da capacidade geradora de base eólica. É também perceptível que, a capacidade geradora da Europa representa, ao longo dos anos, cerca de 50% da produção eólica mundial.

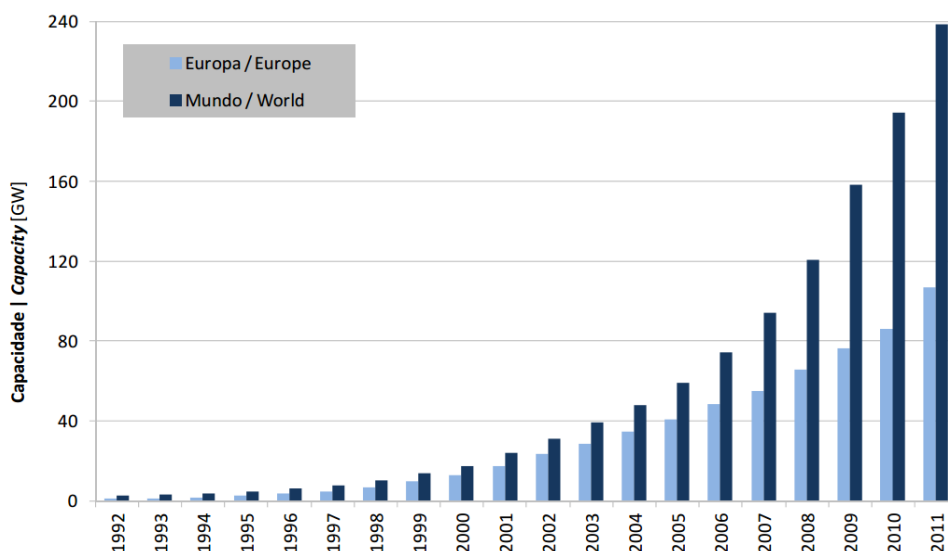


Figura 1.1 – Crescimento da indústria eólica a nível mundial [5]

Actualmente, a China é o país, ao nível mundial, com maior capacidade cumulativa de energia eólica com 62733 MW, seguida dos Estados Unidos da América com 46919 MW. Como se pode ver no gráfico da Figura 1.2 Portugal é o décimo país mundial com maior capacidade cumulativa de energia eólica, com 4083 MW.

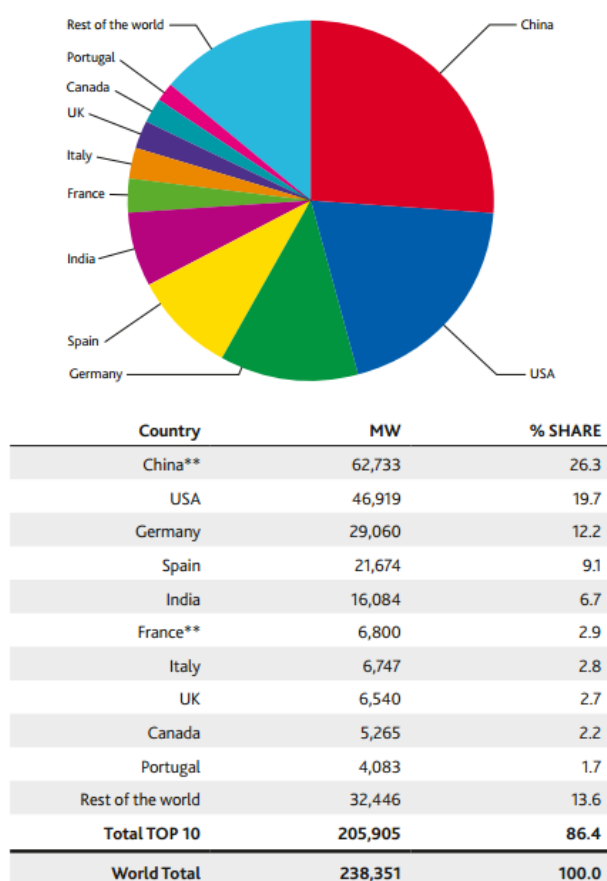


Figura 1.2 – Energia eólica no Mundo [6]

1.1.2 ENERGIA EÓLICA EM PORTUGAL

Em Portugal existem várias modalidades de energias renováveis. A energia hídrica foi a que primeiro se implementou, ainda nos anos 50 do século XX; já a energia eólica começou a ser aproveitada, para a geração de energia eléctrica, em 1986, ano em que foi construído o primeiro parque eólico do país, na ilha de Porto Santo, no arquipélago da Madeira (Figura 1.3).



Figura 1.3 – Primeiro parque eólico português

A energia eólica foi das energias renováveis que mais se desenvolveu em Portugal, nas últimas duas décadas (Figura 1.4). Apesar de também ter havido um grande investimento no desenvolvimento de outras energias, nomeadamente a energia solar.

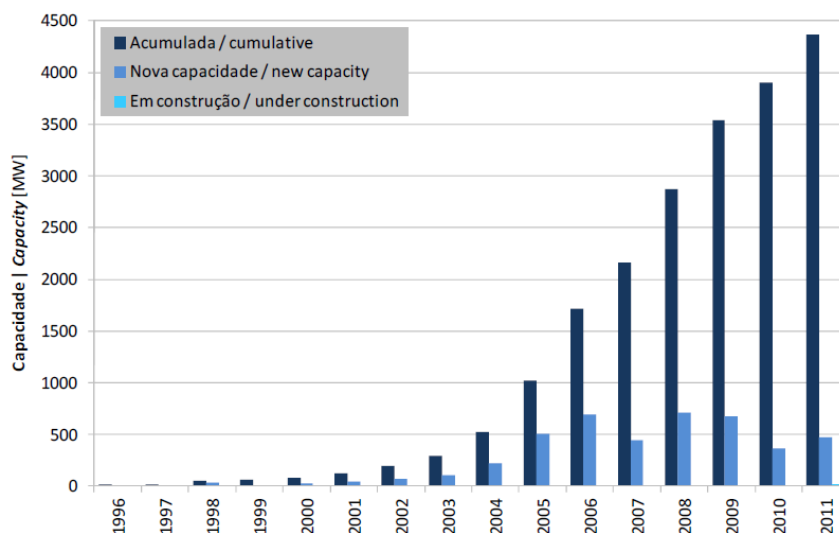


Figura 1.4 – Crescimento da energia eólica em Portugal [5]

Este investimento nas energias renováveis está directamente relacionado com a instabilidade do mercado energético mundial e a regulação dos preços internacionais do petróleo, através de mecanismos pouco transparentes. As energias renováveis e em particular da energia eólica, são uma das opções políticas e económicas mais sensatas [7].

Assim, em 2001, foi publicada uma legislação específica com o fim claro de promover o desenvolvimento das energias renováveis, designadamente o Decreto-Lei n.º312/2001, que altera procedimentos administrativos, com o objectivo de melhorar a gestão da capacidade de recepção, o Decreto-Lei n.º339-C/2001 que actualiza o tarifário de venda de energia de origem renovável à rede pública, introduzindo uma remuneração muito atractiva, diferenciada por tecnologia e regime de exploração [8].

Actualmente, Portugal tem 206 parques eólicos com 2349 torres eólicas, o equivalente a uma potência eólica de 5 % do total instalado na Europa, com uma capacidade geradora de 4372,8 MW (Figura 1.5).

PARQUES EÓLICOS EM PORTUGAL <i>WIND FARMS IN PORTUGAL</i>	Ligados à rede <i>Grid connected</i>		Em construção <i>Under construction</i>		TOTAL <i>Total</i>	
	MW	Máq. WEcs	MW	Máq. WEcs	MW	Máq. WEcs
CONTINENTE <i>MAINLAND</i>	4308.7	2239	11.0	6	4319.7	2245
MADEIRA <i>MADEIRA</i>	44.3	66	0.0	0	44.3	66
AÇORES <i>AZORES</i>	19.9	44	9.7	11	29.6	55
TOTAL <i>TOTAL</i>	4372.8	2349	20.7	17	4393.5	2366

Figura 1.5 – Capacidade geradora e número de aerogeradores [5]

Em 2010, o maior parque eólico em Portugal, Parque Eólico do Alto Minho (Figura 1.6), com uma capacidade total instalada de cerca de 290 MW, encontrava-se em 13º lugar entre os 20 maiores Parques Eólicos do Mundo.



Figura 1.6 – Parque eólico do Alto Minho [9]

1.1.3 VANTAGENS DA ENERGIA EÓLICA

A Energia Eólica, sendo uma energia renovável é inesgotável, por isso, não importa quanta se utilize hoje, porque, ela estará igualmente disponível no futuro.

Este tipo de energia tem associados benefícios ambientais significativos, nomeadamente em termos de emissões de substâncias nocivas à atmosfera (gases com efeitos de estufa). Desta forma, a energia eólica é a fonte com o menor impacte ambiental (Figura 1.7).

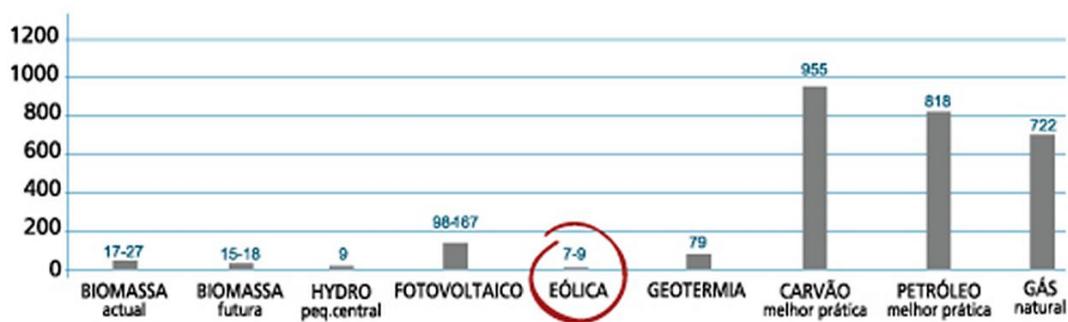


Figura 1.7 – Impacte ambiental das diferentes energias eléctricas [10]

Esta energia, bem como as restantes energias renováveis, contribuí para a redução das importações e, consequentemente, para o alívio do défice da balança comercial, reduzindo o impacto do aumento do preço dos combustíveis no mercado internacional [7].

A energia eólica é, ainda, uma fonte de energia descentralizada que proporciona actividade económica e empregos em zonas rurais.

Apesar de a energia eólica ter um custo inicial considerável, este custo é calculável e conhecido, desta forma, não está dependente de variações futuras do preço dos hidrocarbonetos.

Apesar das críticas que podem ser apontadas à energia eólica, é preciso ter em conta que, não existe nenhuma forma de produzir electricidade sem nenhum custo ou impacto sobre o ambiente. No caso da energia eólica, o impacto visual é uma das questões mais discutidas. Há quem considere que as turbinas se integram harmoniosamente na paisagem e quem considere a sua presença intrusiva. Contudo, o ponto fundamental é que um parque eólico é uma instalação totalmente reversível (tal não acontece com as centrais térmicas, nucleares, nem sequer das centrais hídricas), o local onde este esteve instalado pode ser restaurado e recuperado para o seu estado inicial.

1.1.4 DESVANTAGENS DA ENERGIA EÓLICA

Este tipo de energia tem alguns inconvenientes relevantes. Por exemplo, o vento nem sempre sopra quando a electricidade é necessária e este tipo de electricidade não se pode armazenar, a não ser em baterias o que é muito dispendioso. Assim, a energia eólica é um recurso intermitente.

A energia eólica também deve ter por base estudos de mapeamento, medição e previsão dos ventos se não, esta energia, não é uma fonte confiável.

Por fim, os parques eólicos produzem poluição sonora e visual e, podem interferir na rota migratória de aves.

2 RECURSO EÓLICO

2.1 ORIGEM E MECANISMO DE GERAÇÃO DO VENTO

O vento resulta do aquecimento não homogéneo da atmosfera, sendo a principal característica da movimentação das massas de ar existentes na atmosfera e o seu surgimento está directamente relacionado com as variações das pressões de ar que, por sua vez, são originadas termicamente através da radiação solar e das fases de aquecimento das massa de ar. Por volta de 1 a 2% da energia solar é convertida em energia de ventos. As massas de ar quente sobem na atmosfera e geram zonas de baixa pressão junto à superfície terrestre, consequentemente, as massas de ar frio deslocam-se para essas zonas de baixa pressão, dando, desta forma, origem ao vento. As regiões equatoriais (latitude 0°), que recebem os raios solares quase que perpendicularmente, são mais aquecidas do que as regiões polares, como se pode observar na Figura 2.1. Assim, ocorre um maior aquecimento das massas de ar, presentes a baixa altitude na zona equatorial, tendo estas massas de ar tendência para subir, sendo substituídas por uma massa de ar mais frio que se desloca das regiões polares. O deslocamento de massas de ar determina deste modo a formação dos ventos.

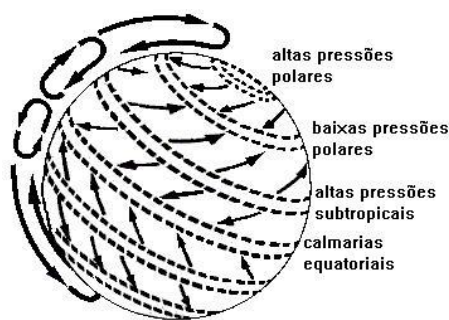


Figura 2.1 – Mecanismo de geração de ventos [11]

O aquecimento no Equador e o arrefecimento nos polos estão sempre presentes na natureza, pelo que a formação de ventos em certas zonas do globo terrestre é permanente. Estes ventos podem ser classificados em:

- Alísios – ventos que sopram dos trópicos para o Equador, a baixas altitudes;
- Contra-alísios – ventos que sopram do Equador para os pólos, a elevadas altitudes;
- Ventos do oeste – ventos que sopram dos trópicos para os polos;

- Polares – ventos frios que sopram dos pólos para as zonas temperadas.

A existência de variações sazonais na distribuição de radiação recebida na superfície da Terra, em virtude da inclinação de $23,5^\circ$ em relação ao plano da sua órbita, resulta em variações sazonais de intensidade e duração dos ventos, em qualquer local da superfície terrestre. Como tal surgem os ventos continentais nos quais se incluem as monções (ventos sazonais, ou seja, ventos periódicos que mudam de direcção a cada seis meses) e as brisas.

As brisas surgem de acordo com as diferentes capacidades de reflexão, refração e emissão, inerentes a cada tipo de superfície (mares, continentes), e que se caracterizam por serem ventos periódicos que sopram do mar para o continente e do continente para o mar.

Durante o período diurno a temperatura do ar aumenta – pois a terra tem capacidade de reflectir os raios solares – assim forma-se uma corrente de ar que sopra do mar para a terra (brisa marítima), como se pode observar na Figura 2.2-a. À noite, a temperatura da terra decresce de forma mais acentuada do que a temperatura do mar, resultando numa brisa terrestre, em que o movimento de massas de ar se dá da terra para o mar (Figura 2.2-b). A intensidade da brisa terrestre é, desta forma, menor do que a da brisa marítima, pois o diferencial de temperaturas é menor no período nocturno.

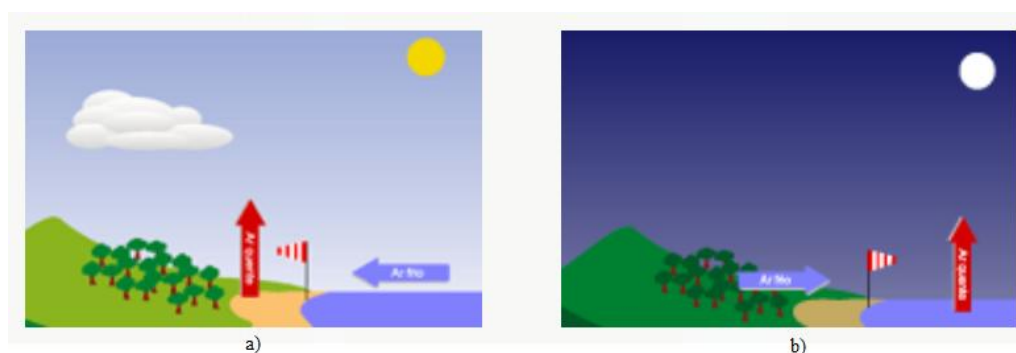


Figura 2.2 – Tipos de brisas [11]

Paralelamente ao sistema de geração de ventos aqui já descritos, encontram-se os ventos locais. Os ventos locais são ventos que sopram em determinadas regiões e que resultam de condições locais. Nas encostas de montanhas, durante o período diurno, o ar quente eleva-se e o ar frio desce sobre o vale para substituir o ar que subiu. No período nocturno, a direcção do vento inverte-se.

2.2 MAPAS METEOROLÓGICOS DE SUPERFÍCIE E OS VENTOS

Nos mapas meteorológicos de superfície estão desenhadas as linhas que unem as áreas com igual pressão à superfície (linhas isobáricas), a partir das quais se podem localizar as áreas de baixas e altas pressões que correspondem a ciclones e anticiclones. A pressão atmosférica é a força que o ar exerce sobre uma superfície. Pode-se dizer que um aumento de pressão é um aumento de moléculas de ar sobre uma determinada superfície.

O gradiente de pressão, ou seja, as diferenças de pressão à superfície que causam o movimento do ar das altas para as baixas pressões, num esforço para conseguir o equilíbrio. Além disso, para um observador na Terra, no Hemisfério Norte, o vento parece desviar-se para a direita do seu caminho, e no

Hemisfério sul para a esquerda. Este efeito aumenta com a velocidade do vento e com a latitude, sendo nulo no equador e deve-se à rotação da terra. O efeito é provocado pela força de *Coriolis*, podendo ser observado na Figura 2.3.

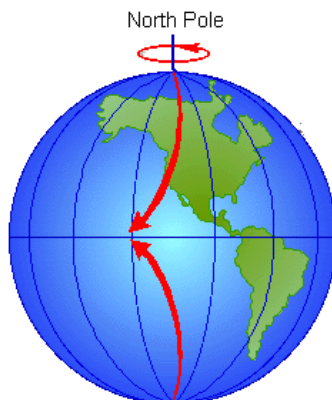


Figura 2.3 – Efeito de *Coriolis* [12]

Para altitudes inferiores a 100 m, os ventos locais são extremamente afetados pela superfície, sendo defletidos por obstáculos e zonas mais rugosas, sendo a sua direção o resultado da soma dos efeitos globais e locais.

2.2.1 VENTO GEOSTRÓFICO

Inicialmente, o fluxo de ar move-se perpendicularmente às linhas isobáricas, impulsionado pela força resultante de gradiente de pressão (diferença de pressão/distância). A força de *Coriolis* só começa a agir após o início do movimento, desviando o fluxo para a direita (Hemisfério Norte). Na ausência de outras forças (como o atrito na superfície), à medida que o tempo passa e o vento ganha mais velocidade, a inflexão vai aumentando até que, cerca de 24 horas depois, o fluxo já terá acelerado o suficiente para que a força de *Coriolis* fique dirigida exactamente no sentido oposto ao da força de gradiente de pressão, sendo da mesma magnitude. O resultado é um fluxo de ar chamado vento geostrófico, que é paralelo às linhas isobáricas e tem sempre as baixas pressões à sua esquerda, ou seja, no Hemisfério Norte.

Na atmosfera real, esse equilíbrio geostrófico (Figura 2.4), entre a força de gradiente de pressão e a força de *Coriolis* no plano horizontal, só se dá quando o gradiente de pressão é uniforme (linhas isobáricas rectas e paralelas). Quando as curvas isobáricas são curvas ou convergem/divergem, o vento real será mais rápido ou mais lento do que corresponderia ao equilíbrio geostrófico.

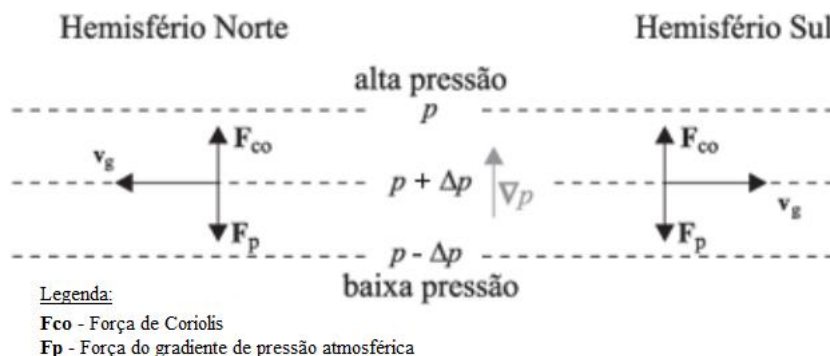


Figura 2.4 – Equilíbrio de forças para a formação do vento Geostrófico [4]

2.2.2 VENTO GRADIENTE

Na vizinhança de um centro de pressões o gradiente de pressão não é uniforme sendo as linhas isobáricas curvas. O fluxo de ar que roda em torno do centro de pressões é designado por vento gradiente. Dá-se um movimento acelerado, mesmo se a velocidade for constante e, existe uma força centrípeta, dirigida para o centro de rotação, que representa a diferença entre a força de gradiente de pressão e a força de *Coriolis*.

Quando a força de gradiente de pressão está dirigida para o centro, e a força de *Coriolis* para o exterior, está-se perante uma depressão ciclónica no Hemisfério Norte. Consequentemente, resulta uma força que assegura a aceleração centrípeta que mantém o ar numa trajectória circular, ou seja, a força resultante da diferença entre a força de gradiente de pressão e a força de *Coriolis* é exactamente igual e oposta à força centrífuga a que o fluxo fica sujeito, por ser curvo.

2.2.3 VENTO DE SUPERFÍCIE

Nos níveis atmosféricos mais baixos, as aproximações de vento geostrófico e vento gradiente não podem mais ser aplicadas, pois há modificações no equilíbrio de forças devido ao efeito de fricção oferecido pela superfície. A superfície terrestre apresenta relevos e obstáculos que moldam o escoamento do ar, provocando também turbulências no fluxo. A rugosidade da superfície é a característica física que descreve a acção da superfície terrestre na redução e absorção dos ventos. A camada limite atmosférica é definida como a região compreendida entre a superfície e uma altura variável entre 100 e 3000 metros de altura, sendo que esta camada apresenta um comportamento diferente da restante atmosfera devido à interacção da superfície – atmosfera [13]. O efeito da superfície é especialmente dominante nos primeiros 50-100 metros da atmosfera [14], chamando-se esta camada de *camada superficial*.

A rugosidade da superfície causa a redução da velocidade de movimentação do ar e, consequentemente, a força de *Coriolis* diminui também, visto esta ser proporcional ao módulo da velocidade. Com isto, o vento deixa de escoar paralelamente às linhas isobáricas. Na Figura 2.5 pode-se observar a circulação atmosférica nas proximidades de centros de baixa pressão (B) e alta pressão (A) no Hemisfério Sul sob a influência do atrito da superfície.

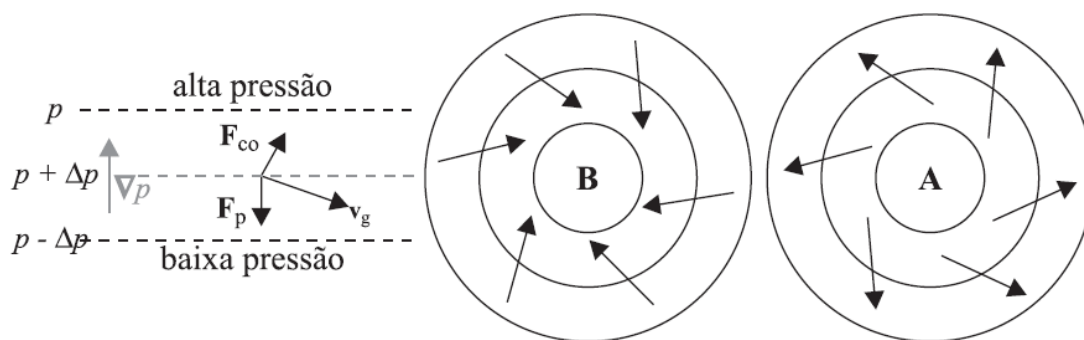


Figura 2.5 – Circulação atmosférica sob à influência da rugosidade da superfície [4]

Além do comportamento turbulento, outro aspeto importante, a ter-se em conta, é a ondulação do vento (*windshear*). A velocidade do vento é nula em alturas próximas à superfície e, aproximadamente geostrófica na atmosfera livre. Na camada superficial, já referida anteriormente, observa-se um perfil vertical aproximadamente logarítmico do módulo da velocidade do vento, tal como se pode observar na Figura 2.6.

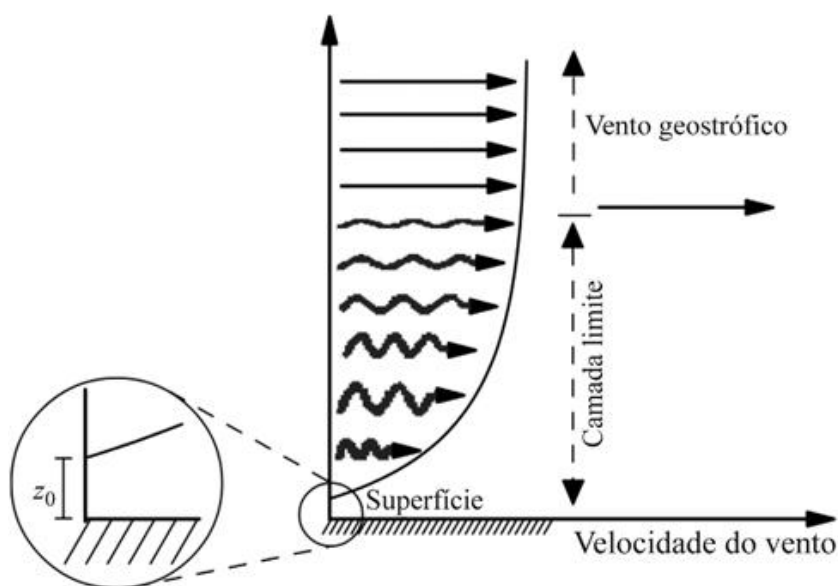


Figura 2.6 – Perfil vertical da velocidade do vento [4]

Segundo a Lei logarítmica de *Prandtl* [15], na camada superficial, a topografia do terreno e a rugosidade do solo condicionam fortemente o perfil de velocidades do vento, podendo este ser adequadamente representado pela expressão (2.1).

$$v(z) = \frac{v^*}{k} \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad (2.1)$$

Onde a variação da velocidade em altura (z), é dada em função da velocidade de atrito (v^*), da constante de *von Karmán* (k), e do comprimento de rugosidade (z_0). O comprimento de rugosidade corresponde à altura em que o vento assume o valor de zero, por se encontrar junto à superfície, dependendo deste modo do relevo e dos obstáculos. No entanto, o perfil real de velocidades depende também da estratificação de temperatura e pressão na atmosfera.

2.3 CARACTERIZAÇÃO DO VENTO

2.3.1 VARIAÇÕES ANUAIS E SAZONAIS

A distribuição de probabilidade de *Weibull* permite obter uma boa representação da variação horária da velocidade do vento média durante um ano, para a grande maioria dos locais. A função que representa a distribuição de probabilidade de *Weibull* é dada pela expressão (2.2).

$$F(U) = \exp \left[- \left(\frac{U}{A} \right)^k \right] \quad (2.2)$$

Onde:

A Parâmetro de escala;

k Parâmetro de forma.

O parâmetro de forma, k traduz a variabilidade em relação à média. O parâmetro de escala A relaciona-se com a velocidade média horária anual, $\bar{U}$ através da relação dada pela expressão (2.3).

$$\bar{U} = A\Gamma \left(1 + \frac{1}{k} \right) \quad (2.3)$$

Onde Γ representa a função gama.

Derivando $F(U)$ obtém-se assim a função de densidade de probabilidade de *Weibull*, dada pela expressão (2.4).

$$f(U) = \frac{d}{dU} [1 - F(U)] = k \frac{U^{k-1}}{A^k} \exp \left[- \left(\frac{U}{A} \right)^k \right] \quad (2.4)$$

Se o valor de k for superior a 2, está-se perante um local onde a variação horária da velocidade média, em relação à média anual é relativamente baixa. Para valores inferiores a 2, estes indicam uma grande variabilidade em relação à média. Tais observações podem ser vistas na Figura 2.7.

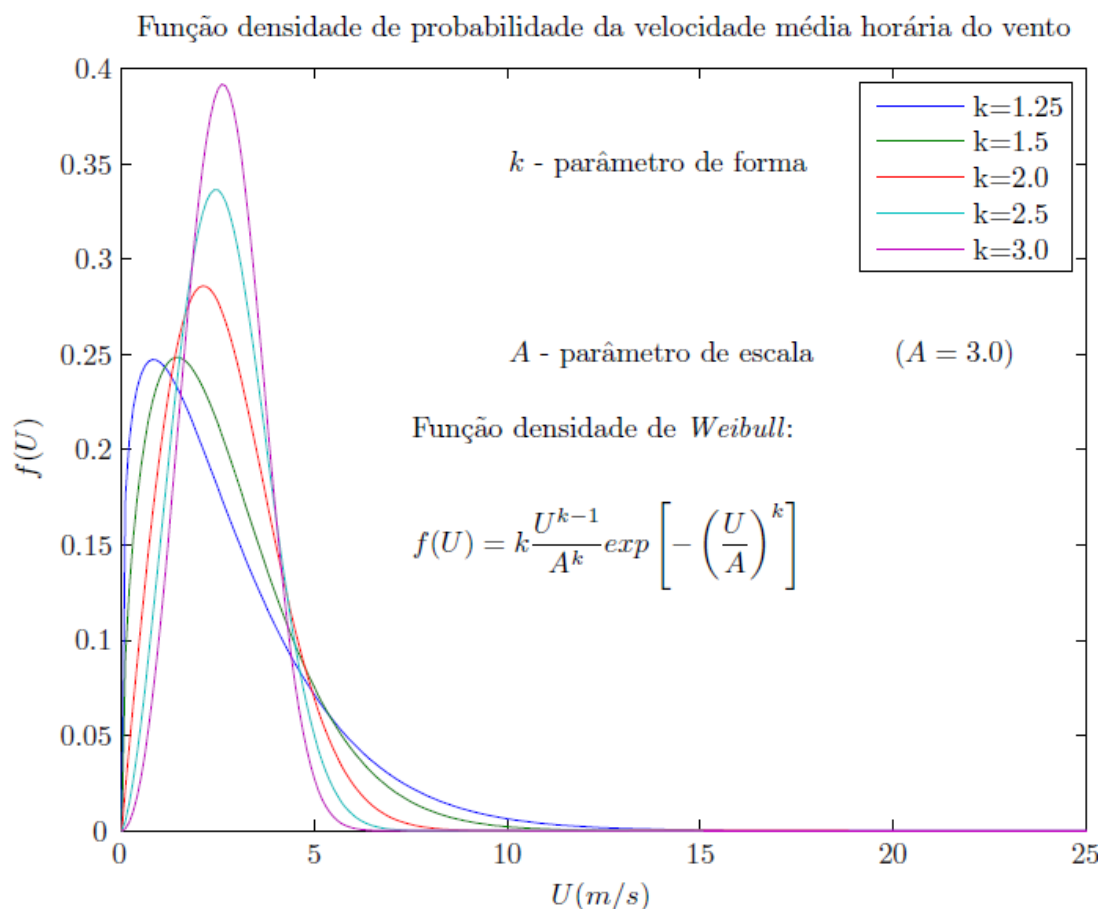


Figura 2.7 – Funções de densidade de probabilidade de Weibull [3]

2.3.2 VARIAÇÕES SINÓPTICAS E DIURNAS

Para períodos de tempo reduzidos, 10 minutos, as variações de velocidade do vento são aleatórias, logo, menos previsíveis [16]. Tais variações têm padrões bem definidos e, a sua frequência de ocorrência é aproximadamente de quatro dias, entre picos. A esta variação dá-se o nome de sinóptica e está associada a padrões climáticos de larga escala. Quando o ar se desloca das zonas de baixa pressão para zonas de alta pressão, a força de *Coriolis* introduz uma rotação neste movimento, afectando assim os padrões de circulação atmosférica.

2.3.3 TURBULÊNCIA

A turbulência atmosférica é uma característica do escoamento e não do fluido. Uma tentativa de visualização da turbulência atmosférica pode ser observada na Figura 2.8, consistindo em imaginar uma série de turbilhões tridimensionais, de diferentes tamanhos, a serem transportados ao longo do escoamento médio.

Segundo Manswell e Sharpe [17], a turbulência do vento tem origem na transformação da sua energia cinética em energia térmica, através da criação e destruição de turbilhões.

Pode ser definido um valor médio aproximadamente constante para o vento turbulento para um período igual ou superior a uma hora, no entanto, para intervalos de tempo inferiores a velocidade pode

variar significativamente. Numa primeira análise, a variabilidade do vento parece ser aleatória, mas, na realidade, tem aspectos bastante distintos.

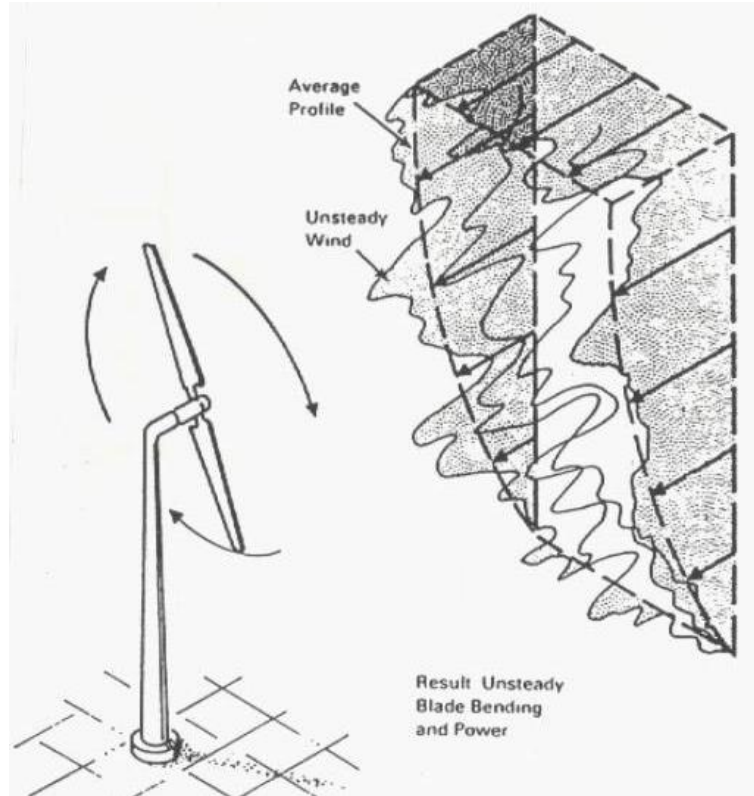


Figura 2.8 – Turbulência do vento [8]

Na turbulência representa-se os desvios da velocidade instantânea do vento, $u(t)$ em relação à média do regime quasi-estacionário, $\bar{U}$.

Uma medida da turbulência é dada, pela variância, como se pode ver na expressão (2.5).

$$\sigma_u^2 = \frac{1}{T} \int_{t_0 - \frac{T}{2}}^{t_0 + \frac{T}{2}} |u(t) - \bar{U}|^2 dt \quad (2.5)$$

Onde T representa a duração do intervalo de tempo em estudo.

Segundo Hau [18], a intensidade de turbulência é definida pela expressão (2.6).

$$I_u = \frac{\sigma_u}{\bar{u}} \quad (2.6)$$

Como a variância varia de modo mais lento com a altura do que a velocidade média, resulta que a intensidade da turbulência, normalmente decresce com a altura. Experiências realizadas revelam que a relação $\sigma_u = 2,5u^*$ (u^* é a velocidade de atrito já antes referida) se verifica na camada superficial. Com isto chega-se à expressão (2.7).

$$I_u(z) = \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (2.7)$$

3 AEROGERADORES

Os aerogeradores foram concebidos para extrair a energia cinética do vento, o que é conseguido, através da passagem do vento pelas pás do rotor provocando a sua rotação. Pode-se ainda dizer que, um aerogerador obtém energia convertendo a energia do vento num binário, actuando sobre as pás do rotor, sendo que a quantidade de energia transmitida ao rotor pelo vento depende da densidade do ar, da área de varrimento do rotor e da velocidade do vento.

A energia cinética de um corpo em movimento é proporcional à sua massa, assim a energia cinética do vento depende da densidade do ar, ou seja, depende da sua massa por unidade de volume. Quanto maior for a densidade do ar, maior quantidade de energia receberá o aerogerador.

Segundo a Lei de Betz quanto maior for a energia cinética extraída do vento pelo aerogerador de um sistema eólico, maior será a travagem que sofrerá o vento que deixa o aerogerador. Se, teoricamente fosse possível, extrair toda a energia do vento, o ar sairia com velocidade nula, ou melhor, o ar não poderia abandonar a turbina. Nesse caso não seria possível extrair nenhuma energia, uma vez que também não entraria ar no rotor do aerogerador.

A lei de Betz diz que só se pode converter menos de 59% da energia cinética em energia mecânica ao utilizar um aerogerador.

A área de varrimento do rotor, área de uma circunferência, determina quanta energia do vento a turbina eólica é capaz de captar. Visto que a área do rotor aumenta com o quadrado do raio, então uma turbina duas vezes maior recebe 4 vezes mais energia.

3.1 COMPONENTES DO AEROGERADOR

Os aerogeradores, têm vindo a evoluir ao longo dos anos, sendo cada vez mais eficientes e completos. Na Figura 3.1, pode-se observar os principais componentes do aerogerador da *Fuhrländer*, o FL 2500.

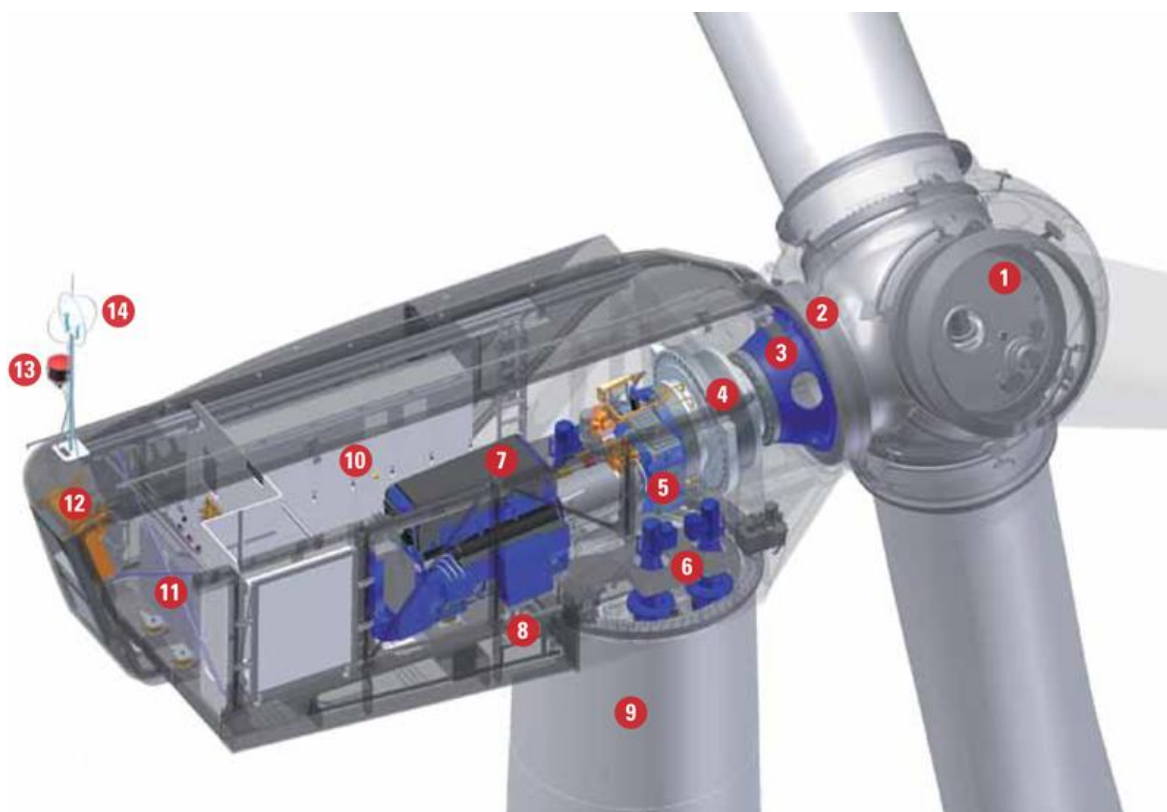


Figura 3.1 – Componentes principais de um Aerogerador [19]

Em que a legenda da figura é a seguinte:

1. Cubo com sistema pitch (inclinação)
2. Rolamento de esferas
3. Acoplamento de eixos
4. Transmissão
5. Freio mecânico
6. Motor de accionamento azimutal
7. Gerador
8. Lubrificação central
9. Torre
10. Inversor
11. Transformador
12. Refrigeração à água
13. Luzes de navegação
14. Sistema de sensores para vento

Como se pode observar na Figura 3.1 o sistema de conversão de energia eólica divide-se em dois componentes principais: o rotor e a Nacelle.

3.1.1 ROTOR

O projecto das pás do rotor, no qual a forma da pá e o ângulo de ataque em relação à direcção do vento têm uma influência determinante, beneficiou do conhecimento da tecnologia das asas dos aviões, que apresentam um funcionamento semelhante.

Em relação à superfície de ataque do vento incidente nas pás, o rotor pode ser colocado a montante ou a jusante da torre. A opção upwind, em que o vento ataca as pás pelo lado da frente, generalizou-se devido ao facto de o vento incidente não ser perturbado pela torre. A opção downwind, em que o vento ataca as pás pelo lado de trás, permite o auto alinhamento do rotor na direcção do vento, mas, tem vindo a ser progressivamente abandonada, pois, o escoamento é perturbado pela torre antes de incidir no rotor.

Define-se solidez como sendo a razão entre a área total das pás e a área varrida pelas mesmas. Se o diâmetro e a solidez das pás forem mantidos constantes, o rendimento aumenta com o número de pás: isto acontece, porque diminuem as chamadas perdas de extremidade.

O acréscimo, na energia capturada ao vento, está estimado em cerca de 3 a 5% quando se passa de duas para três pás, mas, esta percentagem vai-se tornando progressivamente menor, à medida que se aumenta o número de pás. Esta razão motivou que, a grande maioria das turbinas em operação apresente rotores com três pás, muito embora a solução com duas pás configure benefícios relacionados com a diminuição de peso e de custo.

Por outro lado, é necessário que o cubo do rotor (local de fixação das pás) possa baloiçar, isto é, que apresente um ângulo de inclinação relativamente à vertical, de forma a acomodar os desequilíbrios resultantes da passagem das pás em frente à torre.

A vida útil do rotor está relacionada com os esforços a que fica sujeito e, com as condições ambientais em que se insere. A selecção dos materiais usados na construção das pás das turbinas é, pois, uma operação delicada. Actualmente, a escolha faz-se entre a madeira, os compostos sintéticos e os metais.

A madeira é o material de fabrico de pás de pequena dimensão (da ordem de 5 m de comprimento). Mais recentemente, a madeira passou a ser empregue em técnicas avançadas de fabrico de materiais compósitos de madeira laminada. Actualmente, há alguns fabricantes a usar estes materiais em turbinas de 40 m de diâmetro.

Os compostos sintéticos constituem os materiais mais usados nas pás das turbinas eólicas, nomeadamente, plásticos reforçados com fibra de vidro. Estes materiais são relativamente baratos, robustos, resistem bem à fadiga, mas, principalmente, são facilmente moldáveis, o que é uma vantagem importante na fase de fabrico. Sob o ponto de vista das propriedades mecânicas, as fibras de carbono constituem a melhor opção. Contudo, o seu preço elevado é ainda um obstáculo que se opõe a uma maior difusão.

No grupo dos metais, o aço tem sido usado, principalmente nas turbinas de maiores dimensões. Contudo, é um material denso, o que o torna pesado. Em alternativa, alguns fabricantes optaram por ligas de alumínio que apresentam melhores propriedades mecânicas, mas têm a desvantagem de a sua resistência à fadiga se deteriorar rapidamente.

3.1.2 NACELLE

Na nacelle estão alojados, entre outros equipamentos, o veio principal, o travão de disco, a caixa de velocidades, o gerador e o mecanismo de orientação direccional.

O veio principal de baixa rotação transfere o binário primário do rotor para a caixa de velocidades. Neste veio estão montadas as tubagens de controlo hidráulico dos travões aerodinâmicos.

Em situações de emergência devidas a falha no travão aerodinâmico ou, para efectuar operações de manutenção é usado um travão mecânico de disco. Este travão, tanto pode estar situado no veio de baixa rotação, como no veio de alta rotação, após a caixa de velocidades. Na segunda opção, o travão é menor e mais barato, pois o binário de travagem a fornecer é menor. Contudo, na eventualidade de uma falha na caixa de velocidades, não há controlo sobre o rotor.

A caixa de velocidades (quando existe) é necessária para adaptar a frequência do rotor da turbina, tipicamente da ordem de 0,33 Hz (20 rpm) ou 0,5 Hz (30 rpm), à frequência do gerador, isto é, da rede eléctrica de 50 Hz.

O gerador converte a energia mecânica disponível, no veio de alta rotação, em energia eléctrica. A ligação mais flexível do gerador assíncrono, permitida pelo escorregamento, tem levado a maior parte dos fabricantes a escolhê-lo como equipamento de conversão mecano-eléctrico; já a ligação rígida, característica do gerador síncrono, não se adapta bem às variações do vento, pelo que este conversor só é usado em sistemas de velocidade variável (ver adiante).

É, ainda, necessário que o rotor fique alinhado com a direcção do vento, de modo a extrair a máxima energia possível. Para executar esta função, existe o mecanismo de orientação direccional, constituído essencialmente por um motor, o qual, em face da informação recebida de um sensor de direcção do vento, roda a nacelle e o rotor até que a turbina fique adequadamente posicionada.

No cimo da cabina está montado um anemómetro e o respectivo sensor de direcção. As medidas da velocidade do vento são usadas pelo sistema de controlo para efectuar o controlo da turbina, nomeadamente, a entrada em funcionamento, a partir da velocidade de aproximadamente 5 m/s, e a paragem, para ventos superiores a cerca de 25 m/s. A informação da direcção do vento é usada como entrada do sistema de orientação direccional.

4

ACÇÕES REGULAMENTARES

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A acção do vento e a acção do vento combinada com a acção do gelo, deverão condicionar a análise e o dimensionamento de torres. No entanto será ainda realizado o estudo com a acção sísmica.

A acção do vento, ou a acção do vento combinada com a acção do gelo, é de grande importância para o dimensionamento deste tipo de estruturas visto que, a área de exposição ao vento é considerável. É também importante esta análise pois é necessário ter em conta o comportamento dinâmico da estrutura.

A acção sísmica raramente é condicionante no dimensionamento de torres reticuladas, tal como faz referência McClure [20] a uma análise sobre este tipo de estruturas sujeitas à acção de sismos, onde documenta apenas 16 casos de dano estrutural, relativos a sete importantes sismos ocorridos nos últimos anos. No entanto, o tipo de estrutura em estudo, poderá ser um caso particular, visto existirem cargas elevadas no topo, podendo então a acção sísmica tornar-se condicionante.

4.2 ACÇÃO DO VENTO

4.2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O vento é um movimento de ar, iniciado pelo transporte de massas de ar existentes na atmosfera e, o seu surgimento está relacionado com as variações das pressões de ar que, por sua vez, é originado termicamente por meio da radiação solar. O movimento do vento quando encontra um obstáculo, origina assim um carregamento sobre o mesmo. Sendo então necessário, em algumas estruturas, a consideração da acção do vento para a sua análise e dimensionamento.

O estudo dos ventos encontra-se no domínio da meteorologia, sendo, portanto, esta a ciência que fornece ao projectista a informação das características do escoamento do vento, que serão necessárias para a determinação da acção do vento.

Ao mesmo tempo, o problema de um determinado carregamento, devido à acção do vento, recai também na aerodinâmica. Esta disciplina é usada para vários fins, desde a aeronáutica até à indústria automóvel, mas, desde que foi capaz de auxiliar o projectista na determinação do carregamento da acção do vento, foi aplicada à Engenharia Estrutural.

Juntando, deste modo, a informação fornecida pela meteorologia e pela aerodinâmica, o projectista poderá iniciar a resolução do seu problema.

No entanto, será ainda necessário ter em conta as vibrações devidas à acção do vento, esta acção adicional será alcançada através da aplicação das leis da aeroelasticidade.

Sendo assim, o cálculo do efeito da acção dinâmica do vento para estruturas esbeltas, a qual inclui o caso em estudo, é composto por três estágios: a descrição do vento, a descrição das propriedades físicas e aerodinâmicas da estrutura e a combinação desses factores para determinação da resposta da estrutura.

A acção do vento sobre a estrutura e/ou equipamentos será determinada de acordo com o Eurocódigo EN 1991-1-4 [21] e com o Eurocódigo EN 1993-3-1 [22].

4.2.2 PRESSÃO DO VENTO DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO EN 1991-1-4.

No que se refere ao zoneamento do território nacional a EN 1991-1-4 [21] considera o País dividido em duas zonas distintas, tal como se pode ver no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Zoneamento do território

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

As velocidades de referência do vento são valores característicos cuja probabilidade anual de serem excedidos é igual a 0,02, o que equivale a um período médio de retorno de 50 anos. O perfil de velocidades médias, do tipo logarítmico, corresponde à categoria de terreno II, conforme definido na EN 1991-1-4 [21], a qual assume o papel de referência.

O valor básico da velocidade de referência do vento é o valor característico de velocidade média do vento referido ao período de 10 minutos, a uma altura de 10m acima do nível do solo, em uma zona de terreno do tipo aberto, com vegetação rasteira, tal como erva e obstáculos isolados, com separações entre si de pelo menos 20 vezes a sua altura, correspondendo o terreno descrito à categoria de terreno II definido na EN 1991-1-4 [21]. Os valores básicos da velocidade de referência do vento são dados em função da zona do território, estando estes no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 - Valor básico da velocidade de referência do vento

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

O valor de referência da velocidade do vento (v_b) é calculado através do valor básico de referência ($v_{b,0}$) afectado pelos coeficientes de direcção (c_{dir}) e de sazão (c_{season}) tal como indica a expressão (4.1).

$$v_b = c_{season} \cdot c_{dir} \cdot v_{b,0} \quad (4.1)$$

Tanto o coeficiente de direcção como o coeficiente de sazão, excluindo casos particulares, assumem o valor recomendado igual à unidade.

A velocidade média do vento a uma altura z acima do solo, ($v_m(z)$), depende da rugosidade do terreno (c_r) da orografia (c_o) e do valor de referência da velocidade do vento (v_b), e deverá ser determinado através da expressão (4.2).

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (4.2)$$

O coeficiente de rugosidade tem em conta a variabilidade da velocidade média do vento no local da construção em resultado da altura acima do nível do solo e, da rugosidade do terreno a barlavento da construção na direcção do vento considerada. Sendo determinado pela expressão (4.3) que se baseia num perfil de velocidades logarítmico.

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (4.3)$$

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

O comprimento de rugosidade (z_0) e a altura mínima (z_{min}) são obtidos no Quadro 4.3.

O coeficiente de terreno (k_r) depende do comprimento de rugosidade (z_0) e é obtido através da expressão (4.4).

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (4.4)$$

Quadro 4.3 - Categoria e parâmetros de terreno

Categoria do terreno		z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Zona costeira, exposta aos ventos do mar.	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura.	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo, aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes).	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15m.	1	15

A intensidade da turbulência (I_v) é definida como o quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento, sendo esta obtida pela expressão (4.5).

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (4.5)$$

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

Sendo o valor recomendado para o coeficiente de turbulência (k_I) igual à unidade.

A pressão dinâmica de pico (q_p) resulta da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento, sendo calculada pela expressão (4.6).

$$q_p = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (4.6)$$

sendo o valor de ρ recomendado igual a 1,25 kg/m³.

O coeficiente de exposição (c_e), calculado na expressão (4.7), representa o quociente entre a pressão dinâmica de pico (q_p) e a pressão dinâmica de referência (q_b) calculado na expressão (4.8).

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (4.7)$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (4.8)$$

O coeficiente de exposição (c_e) é uma quantidade adimensional que caracteriza a amplificação do vento a uma dada cota, incluindo a componente flutuante. Na Figura 4.1 podemos observar o coeficiente de exposição, em função da altura, para o caso de um terreno plano em que $c_o(z)=1$ para todas as categorias de terreno definidas no Quadro 4.3.

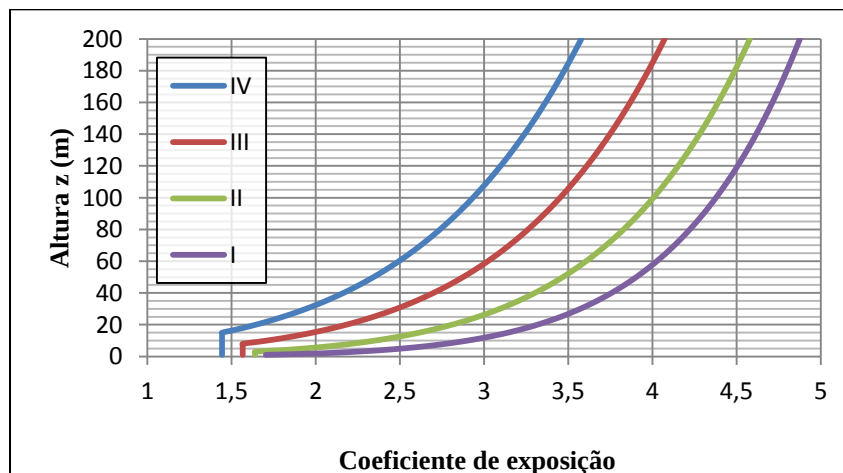


Figura 4.1 - Coeficiente de exposição em função da altura

A acção média do vento, sobre a estrutura, deverá ser calculada pela expressão (4.9).

$$F_{m,w}(z) = \frac{q_p}{1 + 7 \cdot I_v(z_e)} \sum c_f \cdot A_{ref} \quad (4.9)$$

A acção de rajada na direcção do vento, sobre a torre, deverá ser tomada de acordo com a expressão (4.10).

$$F_{T,w}(z) = F_{m,w}(z) \cdot \left[1 + \left[1 + 0,2 \cdot \left(\frac{z_m}{h} \right)^2 \right] \cdot \frac{[1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot c_s c_d - 1}{c_o(z_m)} \right] \quad (4.10)$$

4.2.3 COEFICIENTE DE FORÇA DE ACORDO A EN 1993-3-1.

Para o cálculo da acção do vento sobre a estrutura, esta deverá ser dividida em várias secções. Esta divisão deverá ser realizada de forma apropriada de maneira a ser conseguida uma acção do vento adequada.

O cálculo dos coeficientes de força aplicáveis a torres é indicado na EN 1993-3-1 [22], passando a ser de seguida explicado.

O coeficiente de força c_f na direcção do vento, ao longo de uma secção da estrutura, é dado pela expressão (4.11).

$$c_f = c_{f,S} + c_{f,A} \quad (4.11)$$

Onde $c_{f,S}$ é o coeficiente de força aplicável à estrutura e $c_{f,A}$ é o coeficiente de força dos elementos não estruturais. A Figura 4.2 foi retirada da EN 1993-3-1 [22] sendo uma boa ajuda para o cálculo dos coeficientes de força.

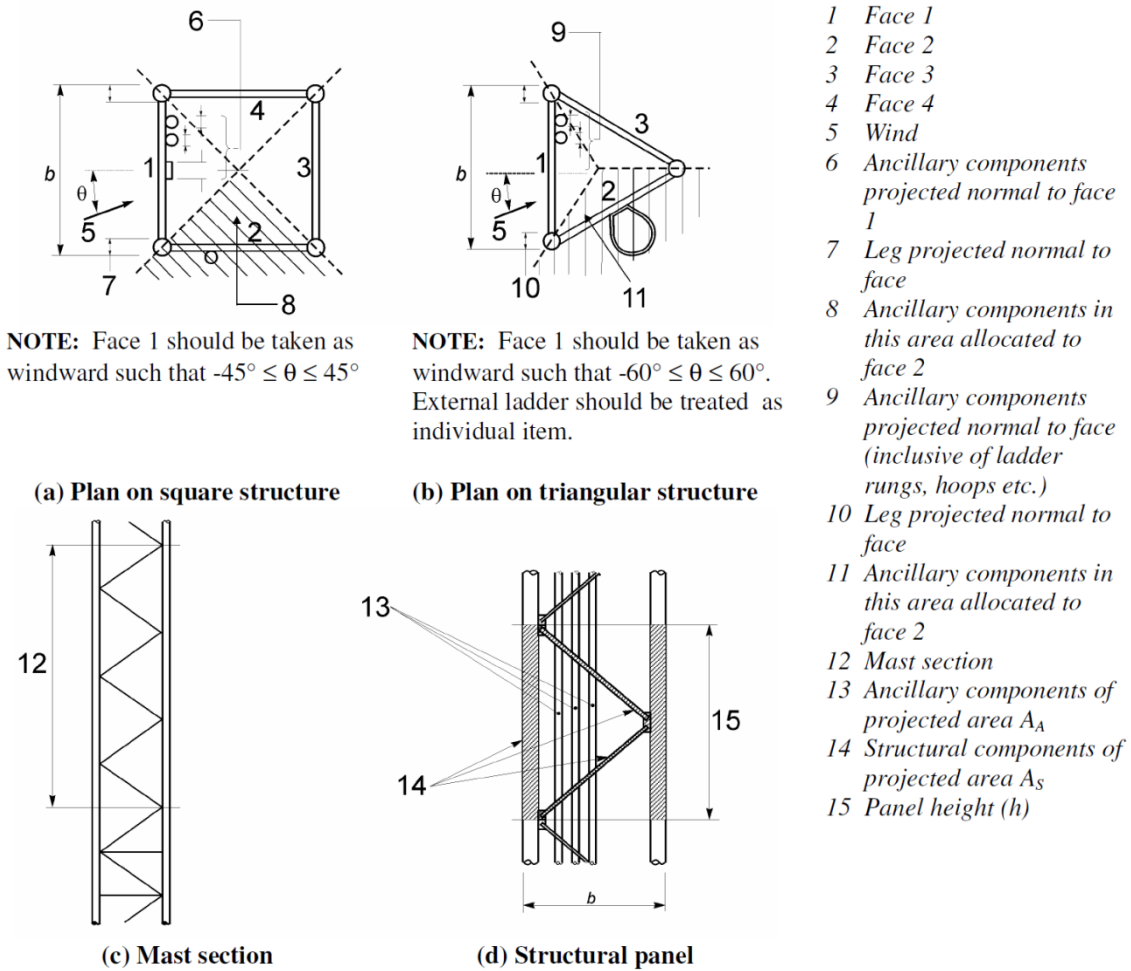


Figura 4.2 - Área projectada dos painéis [22]

O coeficiente de força $c_{f,S}$ aplicável a torres treliçadas de base quadrada e triangular equilátera com áreas iguais em cada face é determinado pela expressão (4.12).

$$c_{f,S} = K_\theta \cdot c_{f,S,0} \quad (4.12)$$

Sendo que K_θ o factor de incidência do vento e é determinado em função da base da torre treliçada. Para torres treliçadas de base quadrada este é obtido pela expressão (4.13) e para torres treliçadas de base triangular equilátera obtém-se pela expressão (4.14). O factor de incidência, K_θ , pode ser ainda conseguido aproximadamente através da Figura 4.4, que é um ábaco presente na EN 1993-3-1[22].

$$K_\theta = 1 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2(2 \cdot \theta) \quad (4.13)$$

$$K_\theta = \frac{A_c + A_{c,sup}}{A_s} + \frac{A_f}{A_s} \cdot [1 - 0,1 \cdot \sin^2(1,5 \cdot \theta)] \quad (4.14)$$

Em que os factores K_1 e K_2 são obtidos pelas expressões (4.15) e (4.16), respectivamente.

$$K_1 = \frac{0,55 \cdot A_f}{A_s} + \frac{0,8 \cdot (A_c + A_{c,sup})}{A_s} \quad (4.15)$$

$$\begin{aligned} K_2 &= 0,2 \text{ se } 0 \leq \varphi \leq 0,2 \text{ e } 0,8 \leq \varphi \leq 1,0 \\ K_2 &= \varphi \text{ se } 0,2 < \varphi \leq 0,5 \\ K_2 &= 1 - \varphi \text{ se } 0,5 < \varphi < 0,8 \end{aligned} \quad (4.16)$$

Nas expressões apresentadas, θ é o ângulo de incidência do vento, no plano, como se pode ver na Figura 4.2, A_f é o total da área projectada para elementos de secção angulosa, $A_{c,sup}$ é o total de área projectada para elementos de secção circular em regime supercrítico e A_c é o total de área projectada para elementos de secção circular em regime subcrítico. Sendo A_s a soma das três parcelas de área projectada acima descritas, A_f , A_c e $A_{c,sup}$. O índice de cheios, φ , é calculado de acordo com a EN 1991-1-4 [21], sendo dado pela expressão (4.17) e auxiliado no calculo pela Figura 4.3.

$$\varphi = \frac{A}{A_{c1}} \quad (4.17)$$

Em que A é a soma das áreas projectadas no plano da face, perpendicularmente a esse plano, de todos os elementos e chapas de *gousset* da face, sendo dado pela expressão (4.18). E em que A_{c1} é a área limitada pelo contorno da face em projecção normal à mesma, como é apresentado na expressão (4.19) e como se pode observar na Figura 4.3.

$$A = \sum_i b_i \cdot l_i + \sum_k A_{gk} \quad (4.18)$$

$$A_{c1} = d \cdot l \quad (4.19)$$

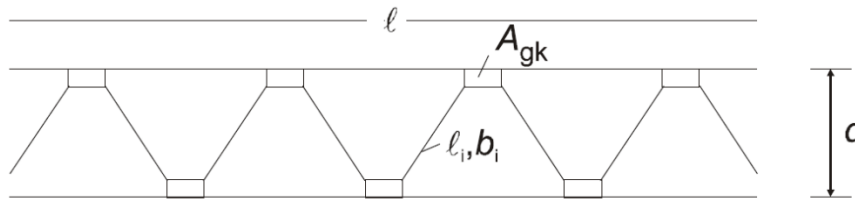


Figura 4.3 - Exemplo de estrutura treliçada [21]

Os elementos de secção circular devem ter em conta se estão em regime subcrítico ou regime supercrítico. Para estes estarem em regime subcrítico é necessário que o Número de Reynold efectivo, R_e , calculado pela expressão (4.20), seja igual ou inferior a 4×10^5 .

$$R_e = \frac{b \cdot v(z_e)}{v} \quad (4.20)$$

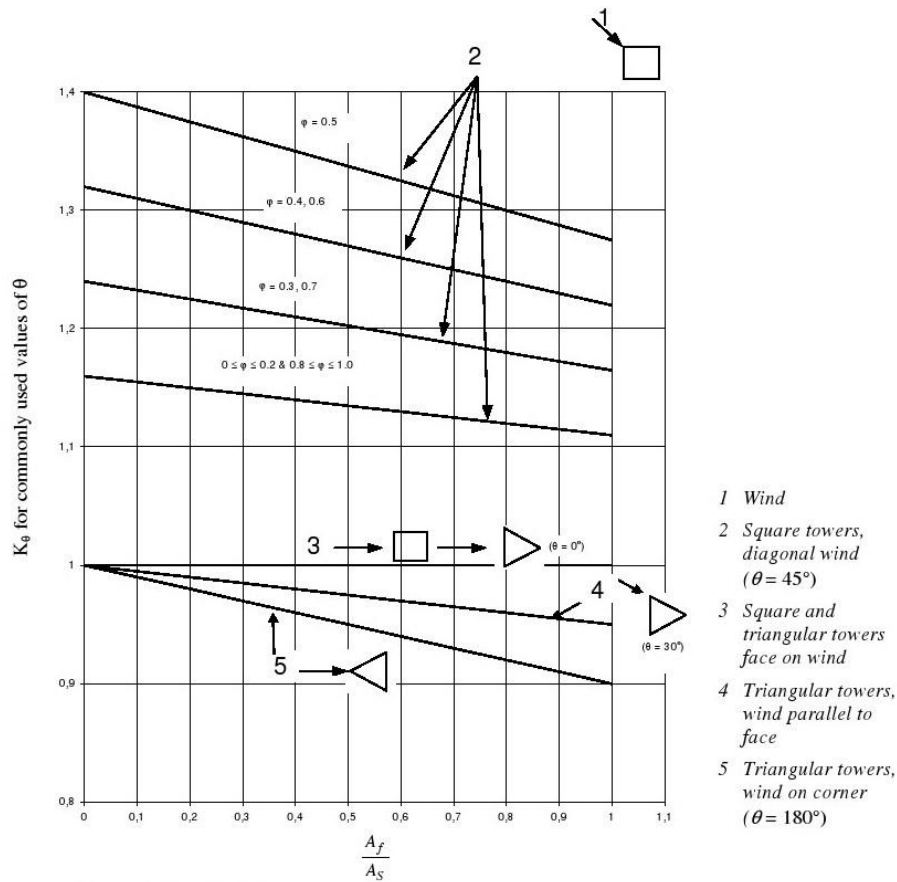


Figura 4.4 - Factores de incidência do vento mais comuns [22]

O coeficiente de força normal ($c_{f,s,0}$), a que já foi feita referência na expressão (4.12), aplicável a torres treliçadas de base quadrada ou triangular equilátera, é obtido através da expressão (4.21) para uma dada secção j .

$$c_{f,s,0,j} = c_{f,0,f} \cdot \frac{A_f}{A_s} + c_{f,0,c} \cdot \frac{A_c}{A_s} + c_{f,0,c,sup} \cdot \frac{A_{c,sup}}{A_s} \quad (4.21)$$

Sendo os coeficientes de força para elementos de secção angulosa, elementos de secção circular em regime subcrítico e elementos de secção circular em regime supercrítico definidos pelas expressões (4.22), (4.23), (4.24), respectivamente.

$$c_{f,0,f} = 1,76 \cdot C_1 \cdot [1 - C_2 \cdot \phi + \phi^2] \quad (4.22)$$

$$C_{f,0,c} = C_1 \cdot (1 - C_2 \cdot \varphi) + (C_1 + 0,875) \cdot \varphi^2 \quad (4.23)$$

$$c_{f,0,sup} = 1,9 - \sqrt{[(1 - \varphi) \cdot (2,8 - 1,14 \cdot C_1 + \varphi)]} \quad (4.24)$$

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, já referido na expressão (4.11), é calculado pela expressão (4.25).

$$c_{f,A} = c_{f,A,0} \cdot K_A \cdot \sin^2 \psi \quad (4.25)$$

Em que:

- $c_{f,A,0}$ Coeficiente de forma apropriado para elementos tendo em conta o número de Reynold efectivo e dado pela Figura 4.6 para membros individuais isolados ou determinado de acordo com o disposto em B.2.7.2 da EN 1993-3-1 [22] para partes compostas de barras isoladas;
- K_A Coeficiente de redução para ter em conta a protecção dada pela estrutura, ou seja, quando a estrutura está na frente do elemento. O valor do coeficiente é dado na Figura 4.5, retirado da EN 1993-3-1 [22];
- ψ Ângulo de incidência do vento segundo o eixo longitudinal de qualquer membro linear.

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 4.5 - Coeficientes de redução de elementos não estruturais [22]

Member type	Effective Reynold's number Re (see EN 1991-1-4) (see NOTE 1)	Drag (pressure) coefficient $c_{fA,0}$ or c_{fG}	
		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: $\leq 6 \times 10^4$ $\geq 10^5$	1,2 0,9	
	Iced: $\leq 1 \times 10^5$ $\geq 2 \times 10^5$		1,25 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: $\leq 4 \times 10^4$ $> 4 \times 10^4$	1,3 1,1	
	Iced: $\leq 1 \times 10^5$ $\geq 2 \times 10^5$		1,25 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, $c_{fA,0}$ 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 4.6 - Coeficientes típicos de componentes individuais [22]

4.2.4 COEFICIENTE ESTRUTURAL DE ACORDO A EN 1991-1-4.

De todos os parâmetros necessários para o cálculo da acção do vento, apenas falta referir um: o coeficiente estrutural, $c_s c_d$, que tem em conta a probabilidade de ocorrência da pressão do vento de rajada ao longo de toda a estrutura (c_s) e o comportamento dinâmico da estrutura devido aos fenómenos de turbulência da acção do vento (c_d). O coeficiente estrutural, $c_s c_d$, é calculado de acordo com a EN 1991-1-4 [21], sendo dado pela expressão (4.26).

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad (4.26)$$

Em que:

- z_s Altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural, ver Figura 4.7;
- k_p Factor de pico;
- 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, que tem em conta o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração.

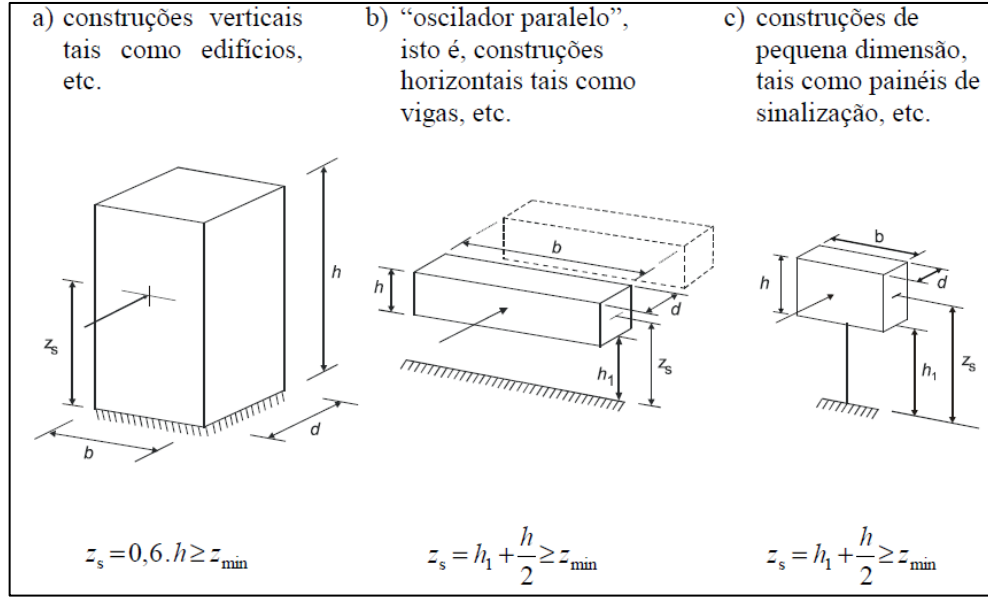


Figura 4.7 - Formas gerais das construções abrangidas pelo método de cálculo [21]

A norma EN 1991-1-4 [21] especifica dois procedimentos para o cálculo dos parâmetros necessários à determinação do coeficiente estrutural. O procedimento do Anexo B e do Anexo C, no entanto, recomenda o procedimento do Anexo B, sendo assim, apenas é utilizado neste projecto o pressuposto no Anexo B.

4.2.4.1 Coeficiente de resposta quase estática

O coeficiente de resposta quase estática, B^2 , é calculado através da expressão (4.27).

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0,63}} \quad (4.27)$$

Em que:

b, h largura e altura da construção, ver Figura 4.7;

$L(z_s)$ escala de turbulência, que representa a dimensão média dos turbilhões do vento natural, sendo calculada pela expressão (4.28).

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

$$L(z) = L(z_{min}) \quad \text{para } z < z_{min} \quad (4.28)$$

Em que z_t representa a altura de referência, com o valor de 200m, L_t é a escala de referência, com o valor de 300m, e com $\alpha = 0,67 + 0,05 \ln(z_0)$, em que z_0 e $z_{\min}$ são definidos no Quadro 4.3.

4.2.4.2 Factor de pico

O factor de pico, k_p , é definido pelo rácio do valor máximo da parte variável da resposta pelo seu desvio padrão. Deverá ser obtido através da expressão (4.29), que se baseia na equação de Davenport [23], sendo ilustrada pela Figura 4.8.

$$k_p = \sqrt{2 \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \ln(v \cdot T)}} \text{ ou } k_p = 3, \text{ considerando o maior dos valores} \quad (4.29)$$

Em que:

v Frequência de passagens ascendentes, dada pela expressão (4.30).

T Duração de integração da velocidade média do vento, $T=600s$.

$$v = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} ; v \geq 0,08 \text{ Hz} \quad (4.30)$$

Em que $n_{1,x}$ é a frequência própria da estrutura.

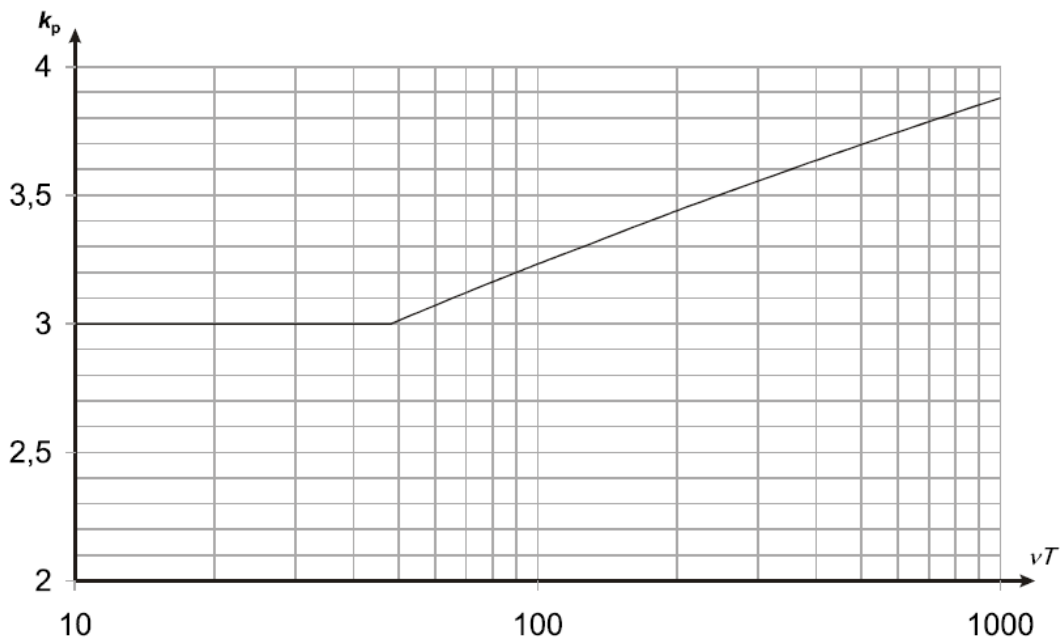


Figura 4.8 – Factor de pico [22]

4.2.4.3 Coeficiente de resposta em ressonância

O coeficiente de resposta em ressonância R^2 tem em conta o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração considerado da estrutura, deverá ser calculado através da expressão (4.31)

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \quad (4.31)$$

Em que:

- S_L Função de densidade espectral de potência adimensional, que expressa a distribuição da energia do vento em frequência, sendo calculada pela expressão (4.32);
- R_h, R_b Funções de admitância aerodinâmica, calculadas pelas expressões (4.33) e (4.34), respectivamente.
- δ Decremento logarítmico total de amortecimento (4.35).

$$S_L(z, n) = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} \quad (4.32)$$

Com $f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)}$ e $n=n_{1,x}$ e representa a frequência própria da estrutura.

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) \quad (4.33)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}) \quad (4.34)$$

Com $\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x})$ e $\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x})$

4.2.4.4 Decremento logarítmico total de amortecimento

O decremento logarítmico total de amortecimento resulta da parcela de três componentes, sendo dado pela expressão (4.35).

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (4.35)$$

Em que :

- δ_s Decremento logarítmico de amortecimento estrutural, retirado da Figura 4.9;
- δ_a Decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico para o modo fundamental, calcu-

lado pela expressão (4.36);

δ_a Decremento logarítmico de amortecimento devido a dispositivos especiais, tais como, *Tuned Mass Dumpers* (TMD), *tuned liquid dampers* (TLD) ou *sloshing tanks*. Este valor deverá ser obtido através de métodos adequados, teóricos ou experimentais.

O decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico para o modo fundamental de flexão poderá ser estimado através da expressão (4.36).

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} \quad (4.36)$$

Em que:

- c_f Coeficiente de força definido em 4.2.4;
- ρ Densidade do ar, assumindo o valor recomendado de 1,25 kg/m³;
- b Definido na Figura 4.7;
- 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 pela expressão (4.37).

$$m_e = \frac{\int_0^l m(s) \cdot \Phi_1^2(s) ds}{\int_0^l \Phi_1^2(s) ds} \quad (4.37)$$

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 poderá ser estimado através da expressão (4.38).

$$\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\xi \quad (4.38)$$

Em que, ξ , varia em função do tipo de estrutura, podendo o seu valor ser retirado do Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – 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
	$20 \leq h/b < 24$	0,040
	$h/b \geq 26$	0,014
chaminé de aço com dois ou mais forros de conduta e com isolamento térmico exterior ^{a)}	$h/b < 18$	0,020
	$20 \leq h/b < 24$	0,040
	$h/b \geq 26$	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 4.9 - Valores aproximados do decremento logarítmico de amortecimento estrutural [21]

4.2.5 OUTRAS INDICAÇÕES DAS NORMAS

4.2.5.1 Carregamento para torres com montantes inclinados

É necessário cuidado na obtenção das forças instaladas nas diagonais de torres com montantes inclinados, pois, a aplicação da acção de rajada em toda a altura da torre poderá revelar-se contra a segurança [24]. Como exemplo, observando a Figura 4.10 e calculando os esforços instalados nas diagonais da base, fazendo o equilíbrio de momentos no ponto O, retira-se assim a expressão (4.39).

$$S_1 = \frac{\bar{P}_2 \cdot z_2 - \bar{P}_1 \cdot z_1}{2 \cdot L} \quad (4.39)$$

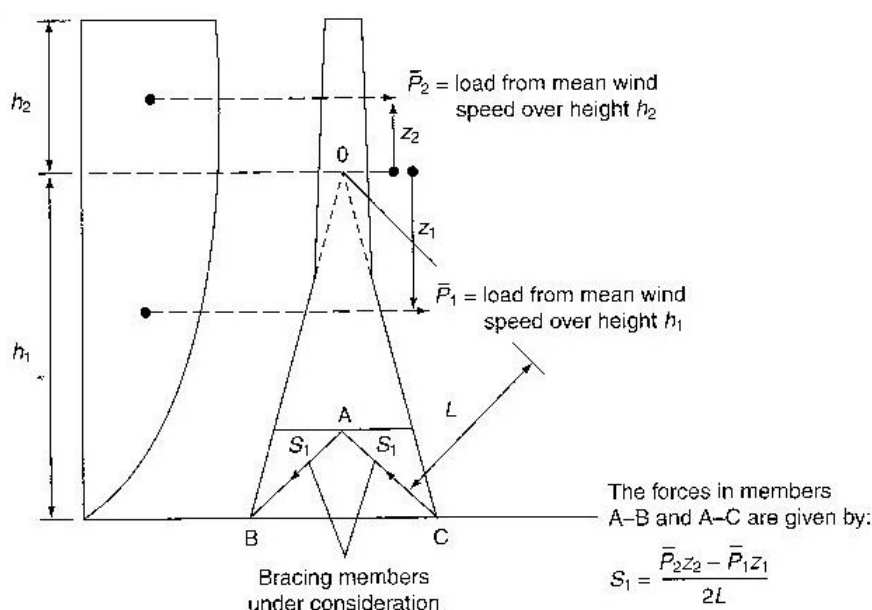


Figura 4.10 – Forças instaladas nas diagonais [25]

Se as duas parcelas expostas na expressão (4.39) apresentarem a mesma ordem de grandeza, as forças instaladas nas diagonais irão tomar um valor muito reduzido, levando a um dimensionamento contra a segurança.

Como tal a EN1993-3-1 [22] prescreve procedimentos para acautelar esta situação, aplicando a acção média do vento, obtida na expressão (4.9), abaixo do ponto de intersecção O, da Figura 4.10, e a acção equivalente de rajada, obtida na expressão (4.10), acima do ponto O, ou vice-versa.

Assim sendo:

- Para torres com montantes inclinados que, quando projectados, eles se cruzam acima do topo da torre, os esforços são obtidos somente com a acção equivalente de rajada (Figura 4.11-a);
- Para torres com montantes inclinados que, quando projectados eles se cruzam abaixo da altura da torre, a análise deverá ser realizada com mais dois casos de carga (Figura 4.11-b);

- Para mais do que um ponto de intersecção, mais dois casos de carga deverão ser analisados para cada painel (Figura 4.11-c)

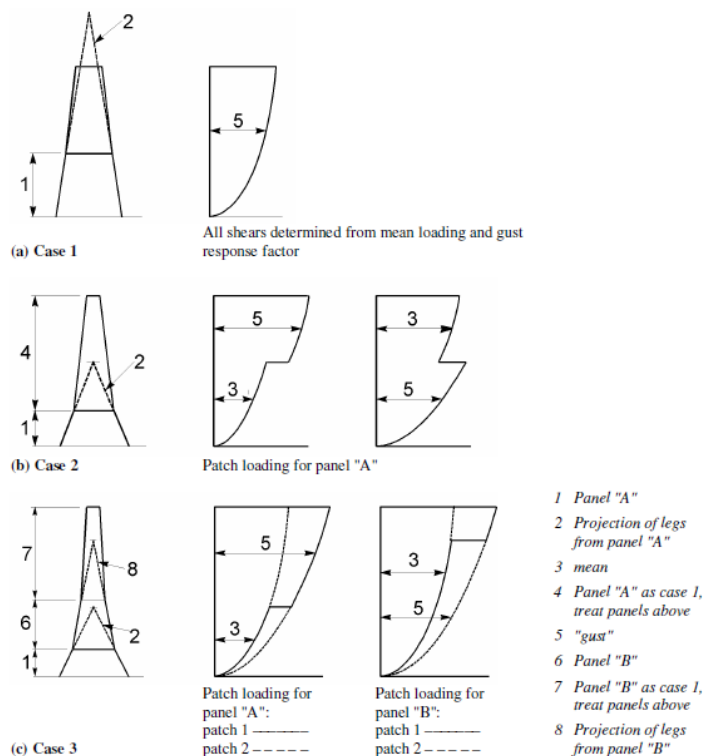


Figura 4.11 - Casos de carga [22]

4.2.5.2 Classes de fiabilidade

A EN1993-3-1 [22] faz referência às três classes de fiabilidade (Quadro 4.5) e a que correspondem diferentes factores parciais de segurança (Quadro 4.6), destinados tanto a acções permanentes, como a acções variáveis.

Quadro 4.5 – Classes de fiabilidade [22]

Classe 1	Torres consideradas não vitais e instaladas em campo aberto; torres em que seja improvável a perda de vidas humanas no caso de ocorrência de colapso.
Classe 2	Torres não definidas nas classes 1 e 3
Classe 3	Torres instaladas em zonas urbanas ou instaladas em zonas onde o colapso possa provocar a perda de vidas humanas; torres consideradas vitais para telecomunicações; torres onde se preveja consequências bastante severas no caso de ocorrência de colapso.

Quadro 4.6 - Factores parciais de segurança [22]

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 as classes	1,0	0,0
Situações acidentais		1,0	1,0

4.3 ACÇÃO DO GELO E COMBINAÇÃO DA ACÇÃO DO VENTO COM A ACÇÃO DO GELO

A acção do gelo, bem como a combinação da acção do vento com a acção do gelo são determinadas pelo descrito na EN1993-3-1 [22] e na ISO 12494 [26].

4.3.1 ACÇÃO DO GELO

Para locais expostos, o gelo atmosférico em torres pode crescer consideravelmente em espessura e quando combinado com a acção do vento, essa acção, sobre a estrutura, pode aumentar consideravelmente, podendo assim condicionar o dimensionamento.

A grandeza, a densidade, a colocação e a forma do gelo em torres depende fortemente das condições meteorológicas locais, da topografia e da forma da estrutura.

O gelo atmosférico é classificado de acordo com dois diferentes 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 propriedades físicas diferentes, tais como, a densidade, a adesão, a coesão, a cor e a forma. As propriedades dos vários tipos de gelo são representadas no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 – Propriedades dos diferentes tipos de gelo [26]

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 (congelada)	branca	uniformemente distribuída/excêntrica
Geada dura	600 a 900	forte	opaca	excêntrica
Geada suave	200 a 600	baixa a média	branca	excêntrica

Para fins de projecto de engenharia é normalmente considerado que todos os membros de um mastro ou de uma torre são cobertos com uma espessura e densidade de gelo uniforme, podendo ser usados

para o cálculo do peso do gelo e para o cálculo das forças do vento devido à presença de gelo. Tais simplificações podem ser justificadas em zonas em que se formem os tipos de gelo esmalte ou neve molhada, no entanto nos casos de formação de geada a realidade física não coincide com a formação de uma espessura uniforme de gelo nos elementos dos mastros e das torres. No entanto, em zonas em que a geada é depositada em quantidades relativamente pequenas, o método de cálculo do peso do gelo e das forças do vento existentes, devido à presença de gelo, podem assumir uma espessura uniforme, se os valores utilizados forem conservadores.

Para se ser capaz de expressar a quantidade de gelo que se poderá formar em determinado local, foi introduzido o termo classe do gelo (IC). IC é o parâmetro que é usado pelos projectistas para determinar o quão severo é o acréscimo de gelo em determinado sítio. No Quadro 4.8 observa-se o IC para o tipo de gelo esmalte.

Quadro 4.8 – Classes para o Gelo do tipo Esmalte (ICG) [26]

Densidade do gelo = 900 kg/m ³					
IC	Espessura l mm	Massa para o esmalte, m, kg/m			
		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	A ser usada para acréscimos de gelo extremos.				

Para estimar o peso do gelo sobre a estrutura, pode ser normalmente assumido que todos os membros estruturais bem como para os componentes não estruturais da estrutura de que estes são cobertos com a mesma espessura de gelo em toda a sua superfície. Utilizando directamente os valores de espessura do Quadro 4.8 usados tal como indica a Figura 4.12.

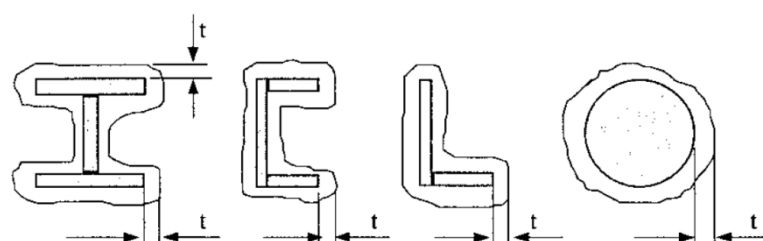


Figura 4.12 – Modelo de deposição do gelo do tipo esmalte [26]

A massa do gelo é sempre calculada através da área acrescida de gelo do corte da secção transversal, multiplicada pela densidade do gelo.

4.3.2 COMBINAÇÃO DA ACÇÃO DO GELO COM A ACÇÃO DO VENTO

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

- para a acção do gelo dominante combinada com a acção do vento:

$$\gamma_G G_k + \gamma_{ice} Q_{k,ice} + \gamma_w k \psi_w Q_{k,w}$$

- para a acção do vento dominante combinada com a acção do gelo:

$$\gamma_G G_k + \gamma_w k Q_{k,w} + \gamma_{ice} \psi_{ice} Q_{k,ice}$$

Sendo $\psi_w = \psi_{ice} = 0,5$, o valor recomendado pela norma [26], no entanto, o Anexo nacional de cada país pode sugerir outros valores. Os factores parciais, γ , devem ser consultados no subcapítulo 4.2.5.2.

O factor k , é o factor de redução da pressão do vento, que depende do tipo de gelo e da classe do mesmo (IC), estando os valores deste no Quadro 4.9.

Quadro 4.9 – Factor de redução da pressão do vento [26]

IC	k
G1	0,40
G2	0,45
G3	0,50
G4	0,55
G5	0,60

4.4 ACÇÃO SÍSMICA

A acção sísmica, a considerar, apoia-se no estabelecido pelo Eurocódigo 8-1 (EC8-1) [27], que trata as regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios e pelo Eurocódigo 8-6 (EC8-6) [28], que é específico para torres, mastros e chaminés.

A definição da acção sísmica é dependente de:

- Zoneamento sísmico;
- Tipo de terreno;
- Fonte sismogénica.

Segundo o EC8-1, o movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno, é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno, designado por “espectro de resposta elástico”.

4.4.1 ZONEAMENTO SÍSMICO

O EC8-1 através do anexo nacional prevê o zoneamento sísmico de Portugal por um duplo cenário de acção sísmica. Para a acção sísmica tipo 1, sismo afastado (inter-placas), estão previstas 6 zonas sísmicas, enquanto na acção sísmica tipo 2, sismo próximo (intraplaca), estão definidos 5 zonas sísmicas. O zoneamento de Portugal Continental é visível na Figura 4.13.

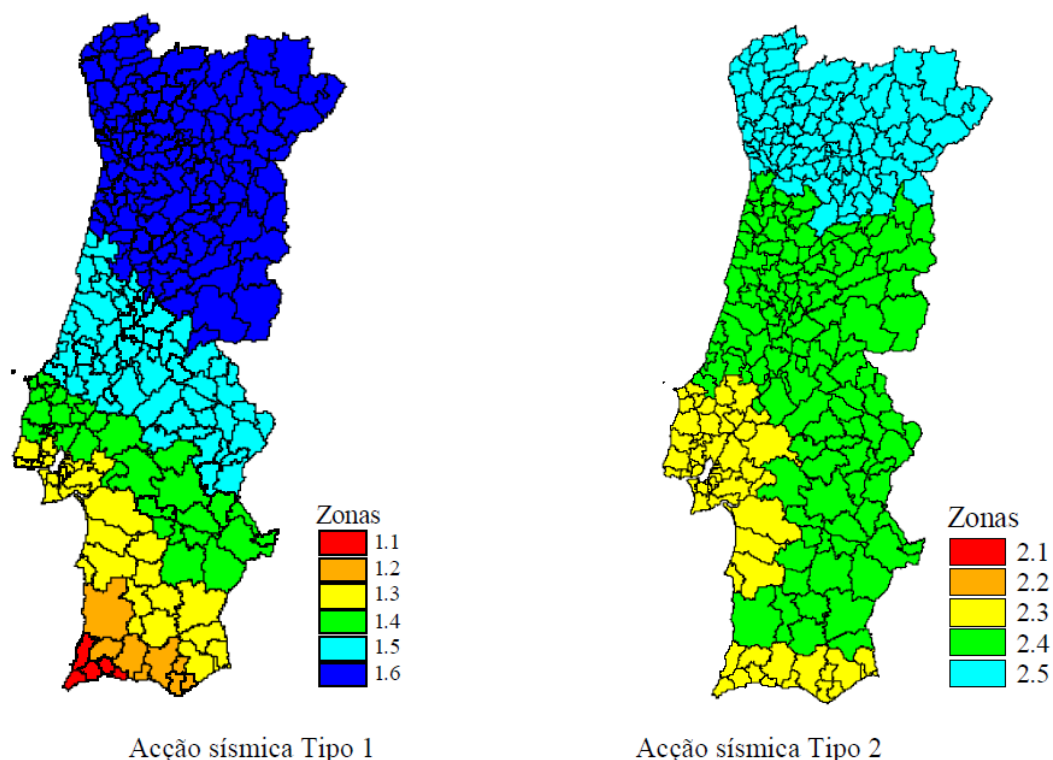


Figura 4.13 – Zoneamento Sísmico de Portugal Continental [27]

Os valores da aceleração máxima de referência (a_{gR}) para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de acção sísmica a considerar são indicados no Quadro 4.10.

Quadro 4.10 – Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

4.4.2 TIPO DE TERRENO

O EC8-1 define terrenos dos tipos A,B,C,D e E, indicados na Figura 4.14.

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rijas, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Figura 4.14 – Tipos de terreno [27]

4.4.3 ESPECTROS DE RESPOSTA

O EC8 prevê a utilização de 2 espectros. O espectro do tipo 1 está associado a eventos sísmicos de magnitude moderada ou elevada e grande distância focal, o espectro do tipo II está associado a sismos de magnitude inferior associada a uma menor distância focal. A forma do espectro de resposta elástica, está representado na Figura 4.15. Os espectros de resposta para a acção tipo 1 e acção tipo 2 estão representados nas Figura 4.16 e Figura 4.17, respectivamente. Nos espectros pode-se observar as diferentes classes de terreno previstas no regulamento.

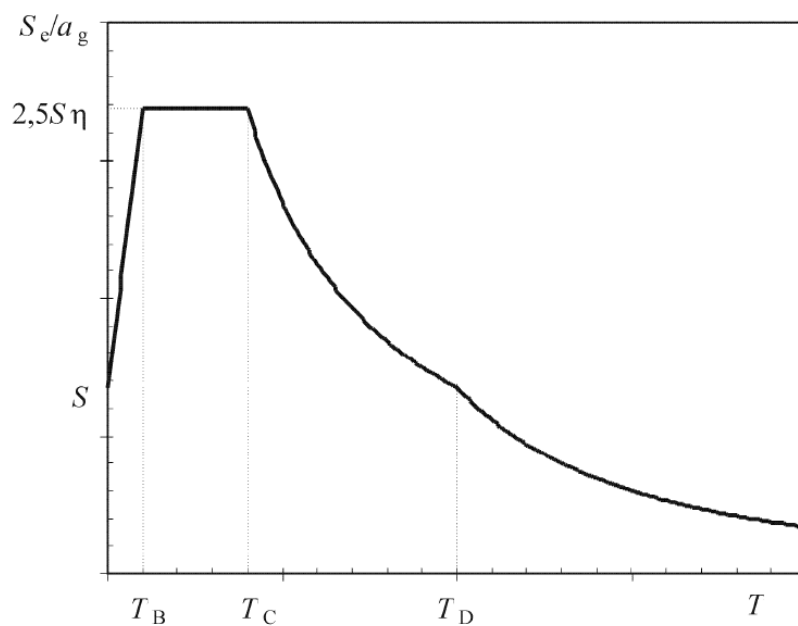


Figura 4.15 – Forma do espectro de resposta elástica [27]

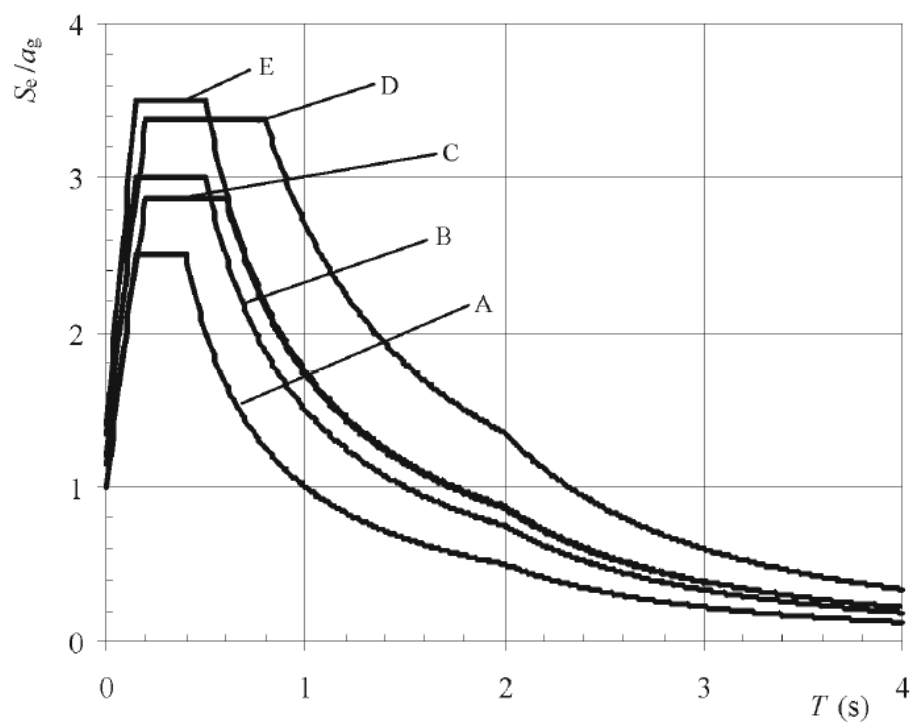


Figura 4.16 – Espectro de resposta elástica de tipo 1 (5% de amortecimento) [27]

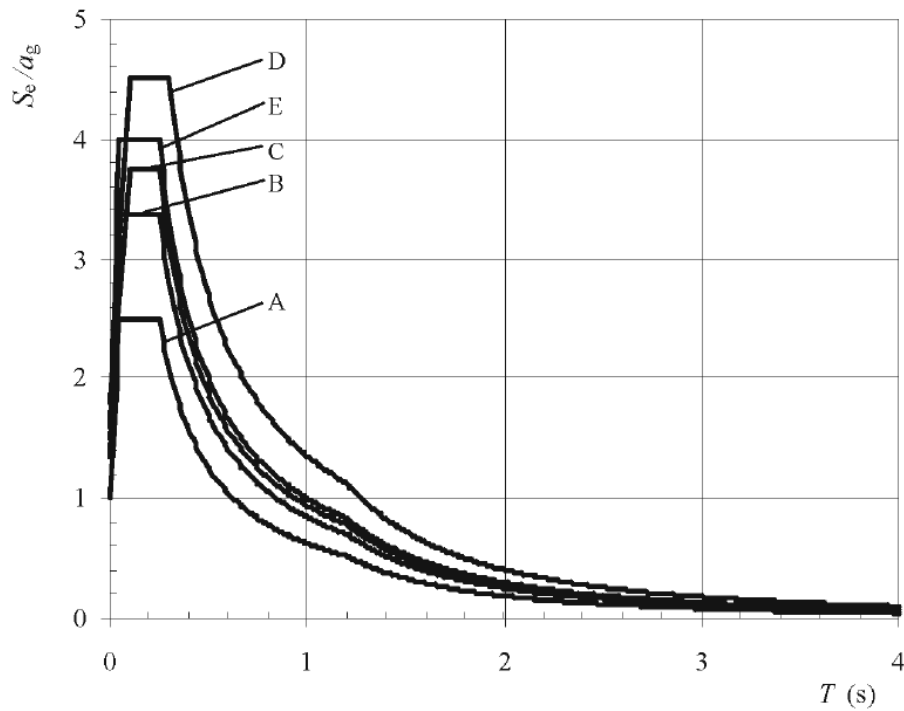


Figura 4.17 - Espectro de resposta elástica de tipo 2 (5% de amortecimento) [27]

Em que:

$S_e(T)$ Espectro de resposta elástico;

T Período de vibração de um sistema linear de um grau de liberdade;

a_g Aceleração de projecto do solo para solos do tipo A. Esta aceleração depende da classe de importância;

T_B Limite inferior do período do ramo espectral da aceleração constante;

T_C Limite superior do período do ramo espectral de aceleração constante;

T_D Valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;

S Factor do solo;

η Factor de correcção do amortecimento.

Para as componentes horizontais da acção sísmica, o espectro de cálculo é definido pelas expressões (4.40), (4.41), (4.42) e (4.43).

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.40)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (4.41)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.42)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.43)$$

Onde:

$S_d(T)$ Espectro de cálculo;

q Coeficiente de comportamento;

β Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

4.4.4 OUTRAS CONSIDERAÇÕES DO EUROCÓDIGO 8-6

Relativamente as componentes do movimento terrestre, devem ser consideradas duas componentes horizontais e uma componente vertical da aceleração do solo, devendo estas ocorrer simultaneamente. Os efeitos podem ser combinados através das seguintes combinações:

$$E_{Ex} + 0,30 E_{Ey} + 0,30 E_{Ez} \quad (4.44)$$

$$0,30 E_{Ex} + E_{Ey} + 0,30 E_{Ez} \quad (4.45)$$

$$0,30 E_{Ex} + 0,30 E_{Ey} + E_{Ez} \quad (4.46)$$

Onde “+” significa “ser combinado com”. E onde E_{Ex} , E_{Ey} e E_{Ez} são os efeitos previstos pela aceleração do solo nas direcção x,y e z, respectivamente.

As combinações (4.44), (4.45) e (4.46) consideram acelerações positivas e negativas ao longo de cada eixo. No entanto, para a concepção da fundação, os efeitos devidos à aceleração vertical descendente pode ser omitido.

Os efeitos das componentes de translação e rotação de excitação do solo devem ser combinados assumindo o efeito global da raiz quadrada da soma dos quadrados dos efeitos individuais (combinação SRSS).

Relativamente aos factores de importância, na ausência de uma análise de risco mais detalhada, os seguintes factores devem ser adoptados:

$\gamma = 1,4$ para estruturas cuja operação é de importância estratégica;

- $\gamma = 1,2$ para estruturas cuja altura é maior do que a distância a edifícios, estruturas construídas em área que possa ser lotada, ou para estruturas cujo colapso possa causar o encerramento de indústrias;
- $\gamma = 1,1$ para todas as estruturas mais altas do que 80 metros, não pertencentes à categoria acima;
- $\gamma = 1,0$ para os restantes casos.

Segundo o Eurocódigo 8-6, nas regras especiais para torres, os factores de comportamento podem ser definidos de acordo com a identificação mais adequada aos arranjos estruturais representados na Figura 4.18.

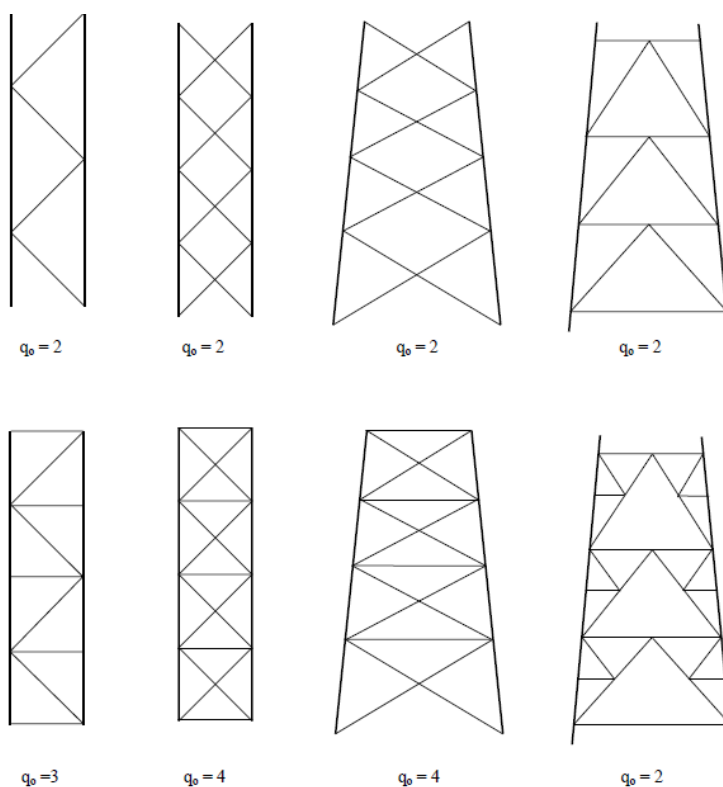


Figura 4.18 – Factores de comportamento [28]

O factor de comportamento é limitado em função das secções transversais escolhidas, estando os valores adoptados no Quadro 4.11.

Quadro 4.11 – Factor de comportamento em função da classe da secção [28]

Factor de comportamento, q	Classe da secção
1,5	4
$1,5 < q \leq 2,5$	3
$2,5 < q \leq 4$	2
$4 < q$	1

5

DISPOSIÇÕES REGULAMENTARES NECESSÁRIAS AO DIMENSIONAMENTO

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As disposições regulamentares necessárias ao dimensionamento deste tipo de estruturas, torres metálicas, são referentes ao Eurocódigo 3. O Eurocódigo 3, projecto de estruturas de aço, inclui regras e disposições aplicáveis a estruturas de edifícios e outras estruturas metálicas correntes. No que diz respeito ao tipo de estrutura em estudo, apresentam-se aqui as disposições da EN1993-1-1 [29], que refere as regras gerais e regras para edifícios, e da EN1993-3-1 [22], referente a torres, mastros e chaminés. Os aspectos mais específicos abordados estão relacionados com:

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

A análise, o dimensionamento e a verificação a segurança de uma estrutura envolve um número de etapas a qual o projectista não se pode ser indiferente, segundo Camotim [30] essas etapas são as seguintes:

- Classificação da estrutura
 - Contabilização dos efeitos de 2ª ordem
 - Susceptível aos efeitos de 2ª ordem
 - Não susceptível aos efeitos de 2ª ordem
 - Classificação das secções das barras
 - Classe 1
 - Classe 2
 - Classe 3
 - Classe 4
 - Classificação das ligações
 - Rigidez
 - Resistência
- Consideração das imperfeições geométricas
 - Globais
 - Locais
 - Forças equivalentes às imperfeições
- Escolha do método de análise

- Análise elástica
- Análise plástica
 - Rígido-Plástica
 - Elástica-Perfeitamente Plástica
 - Elasto-Plástica
- Cálculo de esforços de dimensionamento
 - Análise de 1ª ordem (geometricamente linear)
 - Análise de 2ª ordem
- Verificação da estabilidade do pórtico
- Verificação de segurança das barras
 - Secções (tensões directas)
 - Barras (fenómenos de instabilidade)
- Verificação de segurança das ligações
 - Ligações aparafusadas
 - Ligações soldadas
- Verificação da deformabilidade da estrutura (estados limites de utilização, nomeadamente, no que diz respeito a deslocamentos e vibrações)

5.2 CLASSIFICAÇÃO DA ESTRUTURA

5.2.1 EFEITOS DE 2ª ORDEM

A necessidade de considerar efeitos de 2ª ordem, isto é de estabelecer o equilíbrio da estrutura na sua configuração deformada (não linearidade geométrica), deve ser acautelada. A norma EN1993-1-1 [29] preconiza que em uma análise elástica, os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados, se:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{ED}} \geq 10 \quad (5.1)$$

Em que:

- α_{cr} Factor de carga;
- F_{cr} Carga crítica de instabilidade global da estrutura, avaliada com base na rigidez elástica inicial;
- F_{ED} Carregamento de cálculo (correspondente a uma dada combinação de acções).

No entanto a EN1993-3-1 [29] estabelece, na cláusula 5.1(5), que as torres com estruturas treliçadas podem ser analisadas tomando a geometria inicial, desprezando assim os efeitos de segunda ordem.

5.2.2 CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES

A classificação das secções transversais traduz a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma secção são influenciadas por fenómenos de encurvadura local. Numa secção esbelta as zonas comprimidas podem não ter capacidade, perante esforços de compressão, de plastificar completamente, visto que antes de estes plastificarem podem sofrer de fenómenos de encurvadura lateral. A

EN1993-1-1 [29], classifica as secções perante a sua capacidade de rotação e capacidade para formar uma rótula plástica, estando essa classificação no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Classificação das secções [29]

Classe 1	São aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com uma capacidade de rotação superior à mínima exigida para a utilização de métodos plásticos de análise.
Classe 2	São aquelas em que é possível atingir o momento plástico, mas que possuem uma capacidade de rotação limitada.
Classe 3	São aquelas em que a tensão na fibra externa mais comprimida do elemento de aço, assumindo uma distribuição elástica, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que o momento plástico poderá não ser atingido, devido à encurvadura local.
Classe 4	São aquelas onde a encurvadura local impede que seja atingida a tensão de cedência nas zonas mais comprimidas da secção.

O comportamento a flexão das secções acima descritas é ilustrado na Figura 5.1.

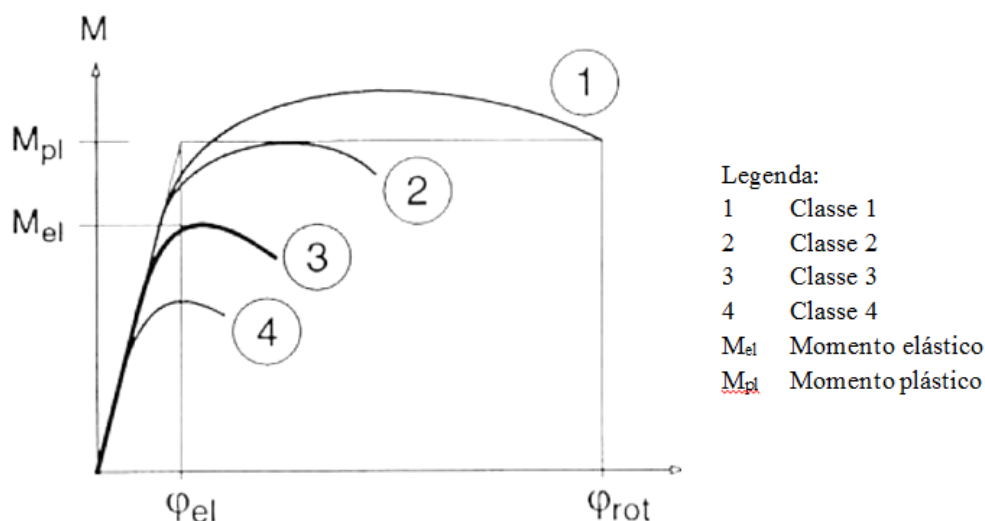


Figura 5.1 – Comportamento das secções à flexão

A classificação de uma secção, efectua-se classificando os seus elementos comprimidos através da Tabela 5.2 da norma EN1993-1-1 [29], que pode-se ver na Figura 5.1. Essa classificação, tem por base as condições de apoio do elemento, a natureza das tensões normais actantes (associadas a N , M ou $N+M$), na esbelteza dos elementos (b/t – b e t são a largura e espessura da parede, respectivamente) e a tensão de cedência do aço, f_y . A tabela retirada da norma EN1993-1-1 [29] é apenas respectiva às relações máximas, comprimento-espessura, em cantoneiras e secções tubulares.

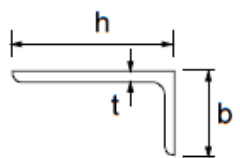
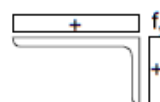
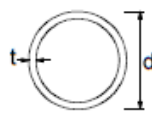
Consultar também “Banzos em consola” (ver página 2 de 3)		Cantoneiras 		Não se aplica a cantoneiras em contacto contínuo com outros componentes		
Classe	Secção comprimida					
Distribuição das tensões na secção (compressão positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ e $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Secções tubulares 						
Classe	Secção em flexão e/ou compressão					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
NOTA: Para $d/t > 90\epsilon^2$ ver a EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	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 5.2 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidas [29]

No que respeita a torres de grande altura, estas são na sua grande generalidade treliçadas, sendo muito comum a utilização de barras com secção em cantoneira. O elevado número de barras deste tipo de estruturas leva a que a sua conexão deva ser de simples montagem e execução, característica que pouco tipo de barras têm, sendo que as cantoneiras têm uma geometria da secção transversal simples, sendo portanto um bom elemento para torres treliçadas.

Por fim há ainda que referir que a norma EN1993-3-1 [22], estabelece que o valor máximo da relação dado pela expressão (5.2) deve ser substituído pela expressão (5.3). Levando isto a que a EN1993-3-1 seja mais conservativa, pois para uma dada secção classificada como de classe 3 através do Eurocódigo 3 (Parte 1.1) pode ser de classe 4 segundo a EN1993-3-1.

$$\frac{b}{t} \quad (5.2)$$

$$\frac{b - 2t}{t} \quad (5.3)$$

5.3 IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

Na construção e montagem de estruturas metálicas, por muito cuidadosa que seja a sua execução, existem sempre imperfeições. Estas imperfeições podem ser de várias naturezas, como por exemplo:

- tensões residuais;
- excentricidades nas ligações;
- excentricidades das cargas
- falta de verticalidade
- falta de linearidade dos seus elementos

Sendo estas imperfeições responsáveis pela introdução de esforços adicionais, que não devem ser desprezados na análise global e dimensionamento das estruturas.

A EN1993-1-1 [29], refere que os diversos tipos de imperfeições podem ser simulados com base no conceito de imperfeições geométricas equivalentes.

Em geral, a EN1993-1-1 [29], distingue três tipos de imperfeições:

- Imperfeições globais da estrutura, por exemplo a falta de verticalidade da estrutura;
- Imperfeições locais dos elementos, isto é, imperfeições das barras, como por exemplo a falta de linearidade do eixo da barra;
- Imperfeições do sistema de contraventamento.

As imperfeições de natureza global traduzem-se, na análise global da estrutura, considerando uma inclinação inicial na estrutura no sentido mais desfavorável, traduzindo uma falta de verticalidade global da estrutura, ou seja, aplica-se assim uma imperfeição geométrica equivalente. O valor dessa inclinação é definida pelo ângulo, ϕ , sendo obtido pela expressão (5.4).

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (5.4)$$

Em que:

$$\phi_0 = 1/200$$

α_h e α_m São coeficientes de redução dependentes da altura, h , e do número de pilares, m , sendo calculados pelas expressões (5.5) e (5.6), respectivamente.

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{mas} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \quad (5.5)$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (5.6)$$

Sendo que h é a altura total da estrutura e m é o número de pilares do pórtico, com $N_{ED} \geq 50\%$ do valor médio do esforço axial.

A EN1993-1-1 [29] permite a substituição da inclinação inicial por um sistema de forças horizontais equivalentes (auto-equilibradas).

No entanto, a EN1993-1-1 [29], permite que não se considerem as imperfeições globais, caso se verifique que $H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed}$. Como tal, no caso de torres as forças horizontais equivalentes às imperfeições globais, devem tornar-se praticamente desprezáveis.

5.4 ENCURVADURA

As torres treliçadas, devido à sua estrutura, apresentam, principalmente nas barras que a constituem esforços de compressão. Os elementos utilizados na construção deste tipo de torres são esbeltos, pelo que estes quando submetidos a grandes esforços de compressão, geram instabilidades, caracterizadas pela ocorrência de grandes deformações transversais. A este fenómeno dá-se o nome de encurvadura, e mais simplificada, consiste no surgimento de esforços de flexão devido apenas a esforços de compressão axial.

A carga crítica, ou seja, a carga para o qual o elemento passa a desenvolver deformações, sem serem só axiais, é definida pela expressão (5.7). Esta formulação baseia-se em várias condições, tais como: material com comportamento elástico linear, peça isenta de imperfeições geométricas e de tensões residuais, e carga perfeitamente centrada.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2} \quad (5.7)$$

Em que:

- E Módulo de elasticidade do material;
- I Momento de inércia da secção transversal em relação ao eixo perpendicular ao plano onde ocorre a deformação;
- L Comprimento da barra.

Assim a resistência à encurvadura de um determinado elemento depende da rigidez de flexão da secção transversal, do seu comprimento e das condições de apoio. Segundo o EC3-1-1 o dimensionamento de elementos submetidos a compressão simples é baseado nas curvas de encurvadura. A utilização destas curvas, permite reproduzir o efeito das imperfeições das peças reais (falta de linearidade, excentricidade das cargas, tensões residuais, entre outras) substituindo estas por uma configuração deformada inicial, equivalente.

5.4.3 ENCURVADURA LATERAL

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

5.4.4 DIMENSIONAMENTO À COMPRESSÃO

Segundo a EN1993-1-1 [29], a resistência das secções transversais de elementos axialmente comprimidos é dada pela condição (5.8).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.8)$$

Em que:

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

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

O valor de cálculo do esforço axial resistente das secções, $N_{c,Rd}$, é dado por:

- Secções de classe 1,2 e 3

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.9)$$

- Secções de classe 4

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.10)$$

sendo:

A Área total da secção;

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

f_y Tensão de cedência do aço;

γ_{M0} Coeficiente parcial de segurança, definido de acordo com o EC3-1-1.

Em elementos comprimidos deve adicionalmente verificar-se a condição $N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$, em geral esta condição é mais condicionante. A resistência à encurvadura por flexão, $N_{b,Rd}$, é calculada por:

- Secções de classe 1,2 e 3

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.11)$$

- Secções de classe 4

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.12)$$

Em que:

χ Factor de redução para o modo de encurvadura relevante, dado pela expressão (5.13);

γ_{M1} Coeficiente parcial de segurança, definido de acordo com o EC3-1-1.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \quad \text{mas } \chi \leq 1 \quad (5.13)$$

Na expressão (5.13), $\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$ e $\bar{\lambda}$ é o coeficiente de esbelteza adimensional, dado pela expressão (5.14) e (5.15).

- Secções de classe 1,2 e 3

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (5.14)$$

- Secções de classe 4

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{A_{eff}/A}}{\lambda_1} \quad (5.15)$$

Em que:

- α Factor de imperfeição;
- N_{cr} Carga crítica elástica (carga crítica de Euler);
- L_{cr} Comprimento de encurvadura;
- i Raio de giração da secção.
- λ_1 $\lambda_1 = \pi\sqrt{E/f_y} = 93,9 \varepsilon$, sendo $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

Segundo EN1993-1-1 [29], os elementos metálicos comprimidos com secções compostas (elementos compostos por barras em contacto ou pouco afastados, ilustrados na Figura 5.3), ligadas por travessas, podem ser analisados e dimensionados relativamente a encurvadura como uma peça única, desde que sejam previstas ligações ao longo do seu comprimento, com um afastamento máximo de $15 i_{min}$ ou de $70 i_{min}$ no caso de barras ligadas por pares de travessas, conforme a Figura 5.4.

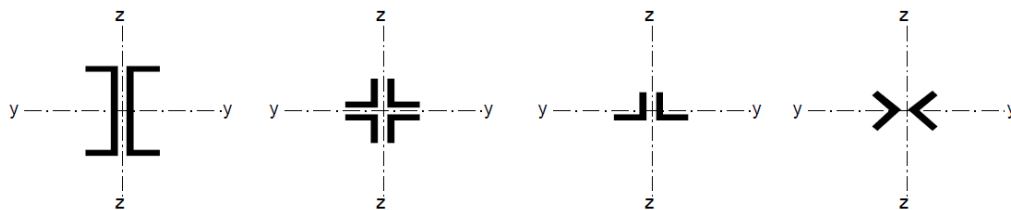


Figura 5.3 – Elementos compostos por perfis pouco afastados [29]

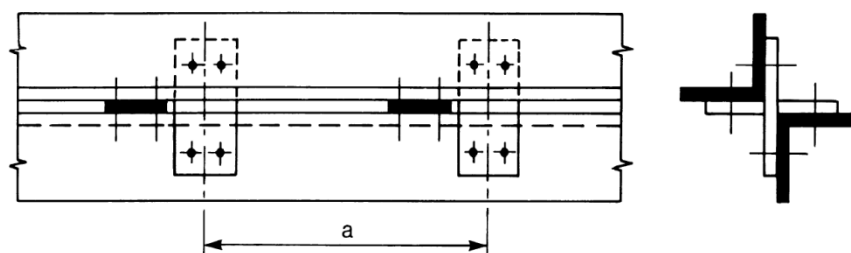


Figura 5.4 – Elementos compostos por cantoneiras [29]

No entanto o efeito da encurvadura poderá ser desprezado, caso $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ou $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 0,04$.

Segundo a EN1993-3-1 [22], para um esforço axial constante em elementos de secção constante, o factor de redução, χ , e o factor ϕ para determinar o factor de redução devem ser ambos determinados utilizando o coeficiente de esbelteza adimensional efectivo ($\bar{\lambda}_{eff}$) em vez do $\bar{\lambda}$ (calculado através das expressões (5.14) e (5.15), apresentadas anteriormente). O coeficiente de esbelteza adimensional efectivo é dado pela expressão (5.16).

$$\bar{\lambda}_{eff} = k \bar{\lambda} \quad (5.16)$$

Onde:

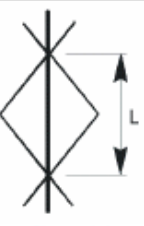
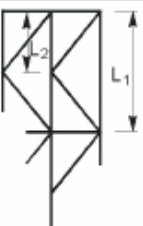
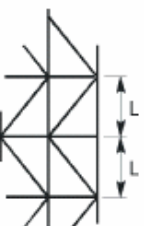
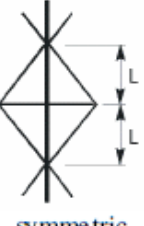
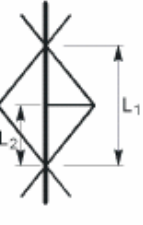
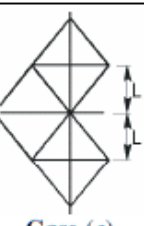
- k Factor de esbelteza efectiva, definido em 5.4.4.1
- $\bar{\lambda}$ $\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1$;
- λ_1 $\lambda_1 = \pi \sqrt{E / f_y} = 93,9 \varepsilon$, sendo $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$;
- λ Definido em 5.4.4.2.

Para cantoneiras que não se encontrem rigidamente ligadas (ligadas por, pelo menos, dois parafusos) em ambas as extremidades, a resistência de encurvadura, calculada nas expressões (5.11) e (5.12), deve ser reduzida por um factor de redução (η). Sendo esse factor definido em função das seguintes condições:

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

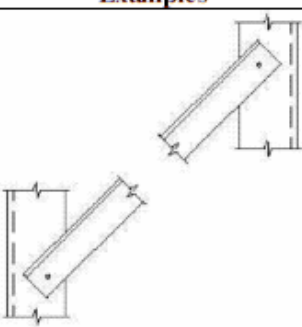
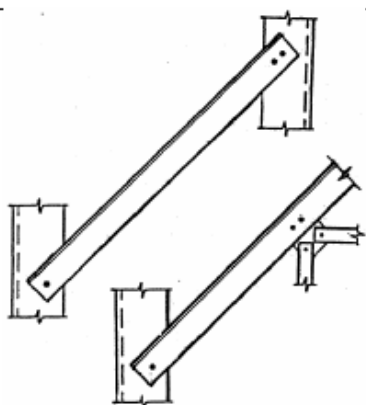
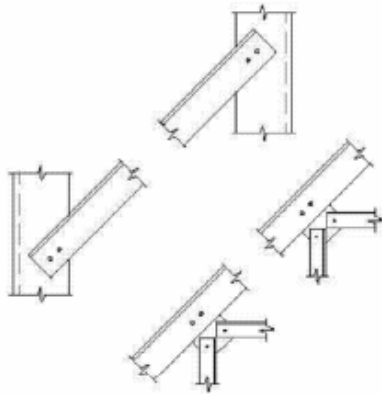
5.4.4.1 Factor de esbelteza efectiva, k

O factor de esbelteza efectiva é segundo a EN1993-3-1 [22], definido em função do tipo de elemento estrutural. Para os montantes, o factor é obtido da Figura 5.5, e, para diagonais e travessas, na Figura 5.6. Para o caso das diagonais e travessas, deve-se ter em conta a forma do contraventamento e o tipo de ligação em causa.

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

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 5.5 – Factor de esbelteza efectiva para montantes [22]

Type of restraint	Examples	Axis	k
Discontinuous both end (i.e. single bolted at both ends of member)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_v}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,58}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,58}{\lambda_z}$
Continuous one end (i.e. single bolted at one end and either double bolted or continuous at other end of member)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_v}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_z}$
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	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_v}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_z}$

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 5.6 – Factor de esbelteza efectiva para diagonais e travessas [22]

5.4.4.2 Comprimento de encurvadura e esbelteza

No caso de montantes, a norma recomenda que, a esbelteza deve ser geralmente inferior a 120. No caso de estruturas triangulares, o comprimento do sistema deve ser considerado pela distância entre nós, em ambos os planos normais ao seu alinhamento. Para cantoneiras a esbelteza é obtida através da expressão (5.17).

$$\lambda = \frac{L_1}{i_{yy}} \text{ ou } \lambda = \frac{L_2}{i_{vv}} \quad (5.17)$$

As regras que devem ser usadas para elementos de contraventamento primário e secundário, são representadas na Figura 5.7. Os contraventamentos secundários podem ser usados para subdividir os contraventamentos primários ou montantes, como por exemplo se pode ver na Figura 5.7 (IA, IIA, IIIA, IVA) e na Figura 5.8.

A esbelteza para elementos de contraventamento deve ser tomada por:

$$\lambda = \frac{L_{di}}{i_{vv}} \quad (5.18)$$

Onde L_{di} é especificado na Figura 5.7.

O valor da esbelteza, calculado pela expressão (5.18), pode ser conservador em relação a uma análise mais refinada em função das condições realistas finais.7

A esbelteza para elementos de contraventamento primários deve ser em geral inferior a 250 e, para contraventamentos secundários não deve exceder 250. A limitação da esbelteza destes elementos é importante, pois valores muito elevados, podem levar a vibrações que podem tornar estes elementos vulneráveis, podendo assim ocorrer danos devido à flexão.

Typical primary spacing patterns					
parallel or tapering			usually tapering		usually parallel
I Single lattice $L_{d1} = L_{d1}$	II Cross bracing $L_{d1} = L_{d1}$	III K-bracing $L_{d1} = L_{d1}$	IV Discontinuous bracing with continuous horizontal intersections $L_{d1} = L_{d1}$	V Multiple lattice bracing	VI Tension bracing
Typical secondary bracing patterns (see also Figure H.2)				NOTE: The tension members in pattern VI are designed to carry the total shear in tension, e.g. 	
IA	IIA Cross bracing $L_{d1} = L_{d1}$	IIIA K-bracing $L_{d1} = L_{d1}$ $L_{d1} = L_{d1}$ on rectangular axis	IVA Cross bracing with secondary members $L_{d1} = L_{d1}$		

Figura 5.7 – Padrões tipo de contraventamento [22]

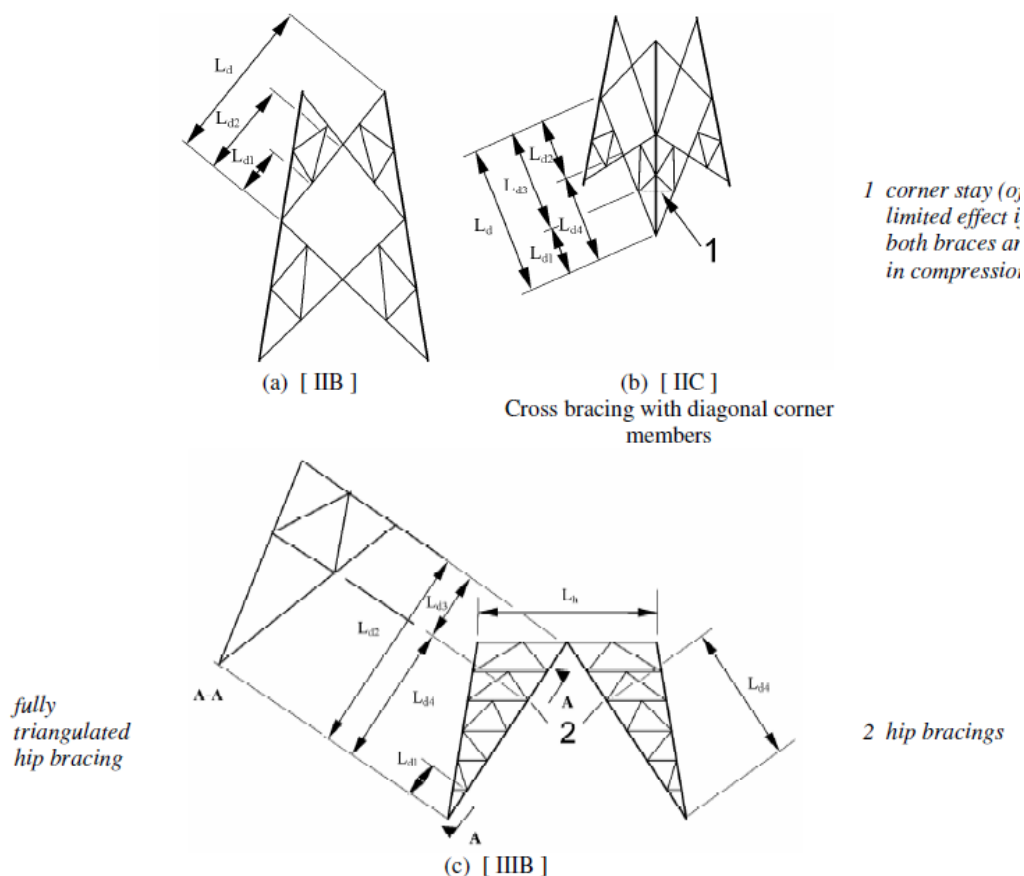


Figura 5.8 – Sistemas de contraventamentos secundários [22]

Em elementos horizontais quando o comprimento da face relativamente à horizontal se torna grande, deve ser introduzido um contraventamento plano, para fornecer estabilidade transversal. Quando o plano de contraventamento não é totalmente triangulado, deve ser a provisto um sistema adicional para as tensões de flexão induzidas nos elementos de extremidade, por cargas como o vento transversal a estrutura, ver a Figura 5.9.

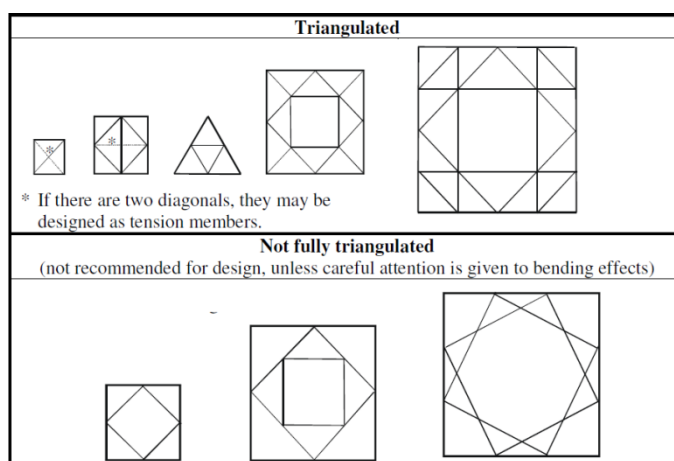


Figura 5.9 – Tipos de contraventamento plano [22]

6

PROJECTO DE TORRE RETICULADA

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo será feita a abordagem a todas as considerações e processos realizados para a obtenção do projecto final da torre reticulada para o suporte de um aerogerador. Sendo abordados aspectos como: a geometria, o material, as secções, as acções, as considerações de projecto, a modelação e o dimensionamento. Neste capítulo será ainda explicado o funcionamento do programa de cálculo, desenvolvido em *Excel* com recurso a programação em *Visual Basic Applications*, realizado pelo autor desta dissertação, para a obtenção das cargas do vento. Será ainda abordado todo o processo iterativo de dimensionamento.

De referir ainda que, o programa de elementos finitos utilizado na realização deste projecto, foi o *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012*.

6.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS DO PROJECTO

O objectivo do projecto consiste no dimensionamento de uma torre reticulada de sustentação de um aerogerador. O principal requisito deste projecto foi a altura da torre, sendo a altura proposta de 150 metros.

Depois de definido o principal requisito do projecto, é necessário ter em conta outras considerações para o seu início. No desenvolvimento do projecto de uma torre a eficiência estrutural e a economia são dois dos pontos mais importantes. Por isso, é necessário chegar a uma combinação ideal destes dois pontos. Assim sendo, é primordial definir um esquema estrutural de acordo com as disposições regulamentares e com base noutros estudos já realizados. Só depois deste se pode desenvolver um estudo económico/eficiente, tendo por base a alteração das secções transversais, elementos de contraventamento e, se necessário, redefinição da geometria inicial. Todo este processo, para além de conduzir a soluções mais económicas, minimiza a acção do vento sobre a estrutura pois, a diminuição de secções traduz-se numa menor área de exposição da estrutura ao vento.

Para uma boa prospecção de um projecto de uma torre será necessário ter em conta um conjunto de factores. Andersen [31] e Smith [25], não mencionam torres reticuladas eólicas, apenas se referem a torres de telecomunicações e mastros, mas, definem um conjunto de factores que também se podem ter em conta em torres eólicas. Sendo esses os seguintes factores:

- Coeficientes de forma de elementos que não fazem parte da super-estrutura;
- Formação de gelo em estruturas de aço e a sua probabilidade de ocorrer com vento forte;
- Grau de segurança exigido;
- Área de solo disponível e os acessos ao local de implantação;
- Natureza geológica do terreno;

- Estética;
- Fundações;
- Adequação à disposição estrutural, requisitos, códigos e normas aplicáveis.

Para torres autoportantes, a escolha das secções transversais e dos perfis dos vários membros dependerá de questões práticas, como é o caso de preços e prazos de entrega, da produção racional e económica, das ligações, da instalação, da galvanização em imersão quente, do transporte, da montagem, da esbelteza dos membros e, por fim, do tamanho dos perfis [31].

No entanto há ainda mais factores a ter em conta no projecto de uma torre eólica, factores esses que dependem das características do aerogerador. Face à altura da torre, foi escolhido o aerogerador FL2500 de 2,5 MW da empresa *Fuhrländer*, sendo os dados técnicos necessários ao dimensionamento apresentados no Quadro 6.1, Quadro 6.2 e Quadro 6.3.

Quadro 6.1 – Características do rotor do FL2500

Rotor	
Diâmetro	100
Área de varrimento	7854 m ²
Nº de hélices	3
Nº de rotações	10,4...18,1 por minuto

Quadro 6.2 – Potência do FL2500

Potência	
Potência nominal	2530 a 12 m/s
Vento de partida	3,5...4 m/s
Vento de parada	25 m/s

Quadro 6.3 – Massas do FL2500

Massas	
Rotor	52000 kg
Casa de máquinas	96000 kg

6.3 GEOMETRIA, MATERIAL E SECÇÕES

6.3.1 GEOMETRIA

Como referido anteriormente, o único requisito para o projecto, em estudo, é a altura, 150 m, sendo que, estes 150 metros correspondem a altura a que estará o centro do rotor. Assim sendo, a altura da torre não será de 150 metros mas sim, de 146,66 metros, não podendo existir mais nenhum elemento, com excepção dos montantes, a partir dos 145,23 metros, como indicado nas especificações do aerogerador. Esta configuração pode ser observada na Figura 6.1 e Figura 6.2.

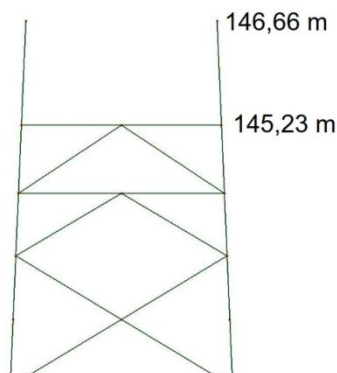


Figura 6.1 – Altura da torre



Figura 6.2 – Pormenor de entrada do aerogerador na torre [32]

As torres reticuladas, de grande altura, para suporte de aerogeradores são, normalmente, estruturas de base quadrada visto que, os esforços, a que estas estão sujeitas, requerem este tipo de configuração. Como tal, e depois da análise de alguns projectos já executados, optou-se, neste projecto, por usar este tipo de configuração, ou seja, base quadrada. Visto não haver restrições a nível do local de implantação o único critério que irá ser adoptado será a ocupação mínima de solo.

A largura do topo da torre é também condicionada pelas dimensões do aerogerador, sendo de 2,64 metros.

Tendo já obtido a altura e a largura do topo da torre, falta então conhecer a largura da base. Para a obtenção da largura da base, efectuaram-se alguns cálculos simplificados, assumindo alguns valores, ainda que, com alguma coerência e baseados na bibliografia existente.

Assim, é assumindo que a torre tem uma forma trapezoidal que se divide em 5 partes, onde são aplicadas as forças devido ao vento, e onde no topo da torre é aplicada uma força e um momento devido ao vento incidente no rotor. Com estas acções, realizando o momento em relação à base da torre e transformando este num binário de forças a actuar em cada um dos montantes, chega-se a um valor aproximado do esforço existente em cada um dos montantes. Esta configuração pode ser observada na Figura 6.4. Para o cálculo das forças foram assumidos os valores do Quadro 6.4.

Quadro 6.4 – Valores assumidos

Zona de vento	B
Categoria do terreno	2
Índice de cheios, φ	0,3

O valor assumido para o índice de cheios teve por base a consulta de trabalhos de vários autores [33], [24] e, foi escolhido por observação dos valores utilizados nestes mesmos trabalhos. Com este valor é possível obter o coeficiente de força através do ábaco da Figura 6.3, existente na EN 1991-1-4 [21].

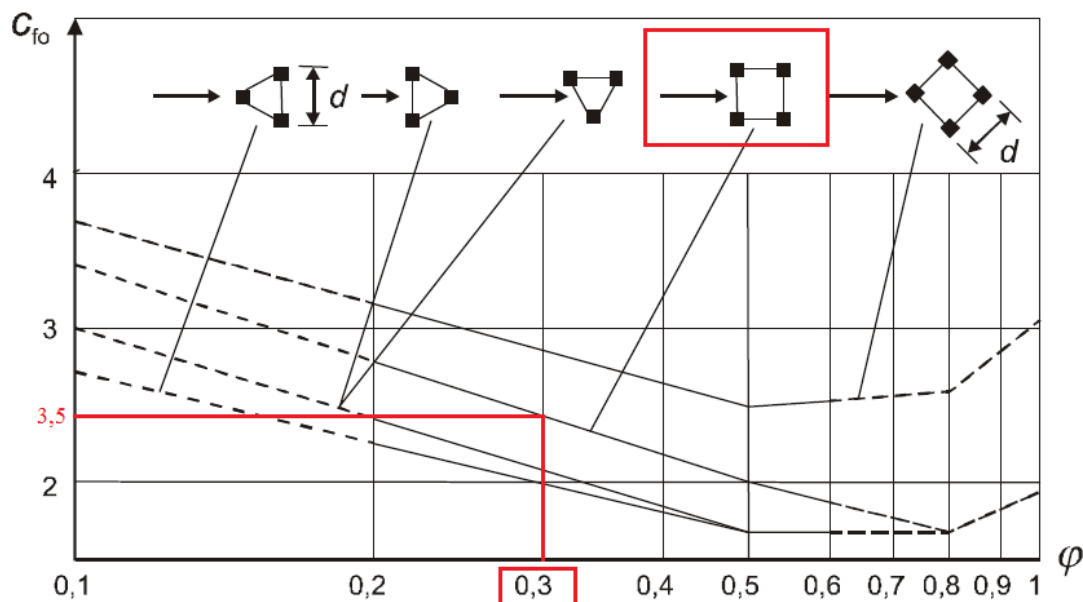


Figura 6.3 – Coeficiente de força em função do índice de cheios [21]

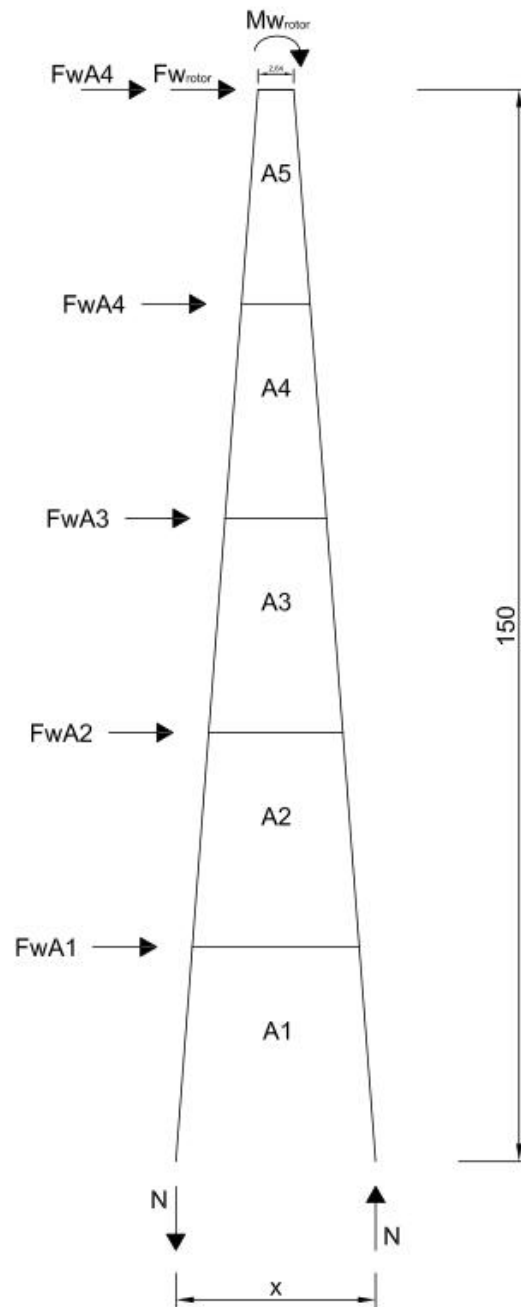


Figura 6.4 – Esquema para a determinação de x

Assumindo que cada montante da torre tem uma resistência ao esforço axial, aproximadamente de 12800 kN (associação de 4 cantoneiras de 200 por 24 mm), e igualando este valor à força do binário de forças, resultante do momento de derrube que, por sua vez, resulta das forças do vento na torre e no rotor, podemos chegar a um valor aproximado da largura da base.

No Quadro 6.5 e no Quadro 6.6 constam as forças do vento na torre e no rotor, respectivamente. As forças do vento sobre a torre aqui apresentadas, já estão em função da largura da torre que foi assumida, pois, estas dependem da mesma.

Quadro 6.5 – Forças do vento na torre

	φ	cf	z (m)	A(x)*	$c_r(z)$	$c_o(z)$	$v_m(ze)$	$lv(z)$	qp (z)	Fw (kN)	$M_{base}/2$ (kN.m)
FwA1	0,3	2,5	30	233,8	1,215417	1	36,46	0,1563	1,7402	1627	48824
FwA2	0,3	2,5	60	187,3	1,347115	1	40,41	0,1410	2,0286	1520	91190
FwA3	0,3	2,5	90	140,8	1,424153	1	42,72	0,1334	2,2063	1243	111835
FwA4	0,3	2,5	120	94,3	1,478813	1	44,36	0,1285	2,3365	881	105760
FwA5	0,3	2,5	150	47,8	1,52121	1	45,64	0,1249	2,4397	466	69974
*A área encontra-se em função de x, calculado no Quadro 6.7.											Σ 216150

Quadro 6.6 – Forças do rotor

Forças no topo da torre			
	z (m)	Fw (kN)	$M_{base}/2$
Fw_{rotor}	150	691	51840
Mw_{rotor}	150	-	134

Quadro 6.7 – Cálculo do esforço actuante em função da largura (x)

$M_{base}/2$	ΣM (kN.m)	x (m)	N (kN)	Nrd (kN)
216150				
51840	268124	28	10573	12800
134				

No Quadro 6.7, N representa a força do binário de forças resultante do momento de derrube da torre. Com estes cálculos, pré-dimensiona-se a largura da base da torre, chegando-se a 28 metros de largura. Como se pode observar no Quadro 6.7 o valor do esforço actuante (N) está ainda longe do esforço resistente (Nrd). Foi dada esta folga ao valor, pois, neste pré-dimensionamento, não se teve em conta o peso próprio.

Relativamente à configuração da torre em altura, esta vai ser condicionada pelas pás do rotor visto que, a torre não pode interferir com a rotação das pás, então, aos 105 metros de altura, a largura da torre será de 6,20 metros. Relativamente aos primeiros 105 metros há ainda outra mudança de inclinação, aos 51 metros a largura da torre é de 15,65 metros. Na Figura 6.5, está representada a configuração em altura.

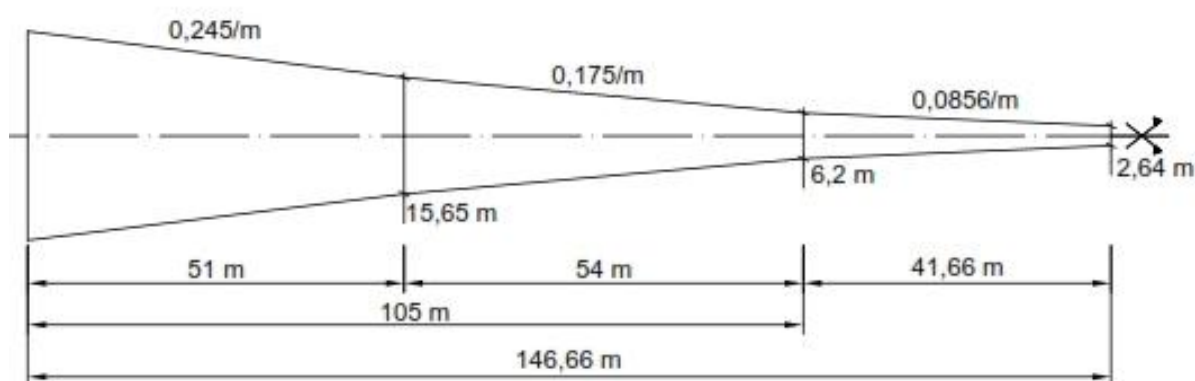


Figura 6.5 – Esquema da configuração da torre em altura

Devido a acertos de medidas e de inclinações, a largura da base passou a ser de 28,145 metros. Encontrando-se as principais dimensões no Quadro 6.8.

Quadro 6.8 – Características geométricas

Altura (m)	Largura (m)
0	28,145
51	15,65
105	6,2
146,66	2,64

A geometria da torre é visível na Figura 6.6, podendo observar-se: a vista de frente, a vista em perspectiva e os contraventamentos tipo. Os elementos da estrutura foram dispostos com base numa regra de triângulos, de forma a encurtar os comprimentos de encurvadura do sistema estrutural. A construção da geometria das travessas e diagonais teve por base o Eurocódigo EN1993-3-1 [22] e disposições de torres já existentes.

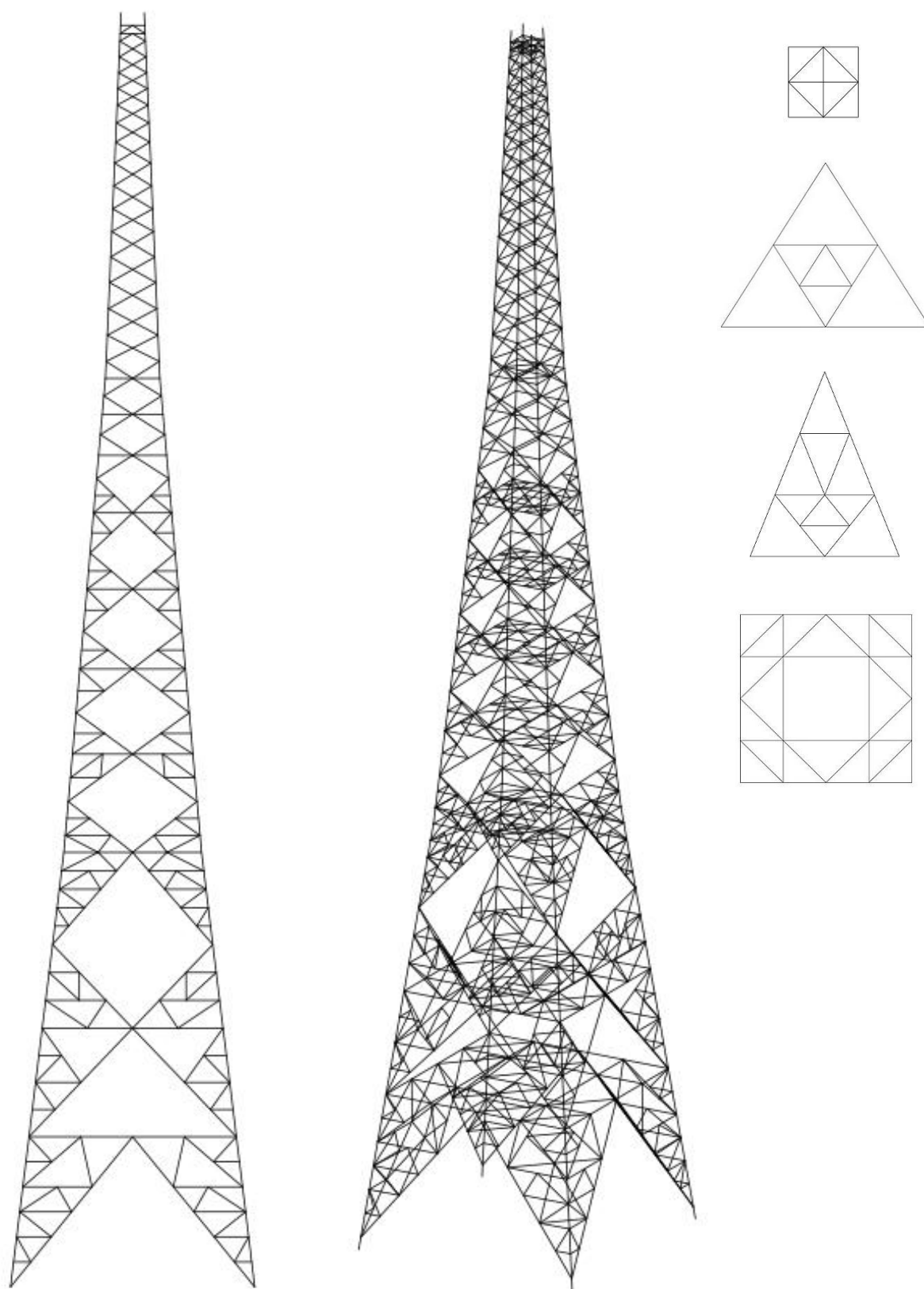


Figura 6.6 – Geometria da torre

6.3.2 MATERIAL E SECÇÕES

As torres auto-suportadas metálicas treliçadas, de base quadrada, são, por norma, constituídas por perfis metálicos, tipo cantoneira, sendo a ligação entre os vários troços realizada por intermédio de chapas cobrejuntas, em que as barras diagonais e travessas apresentam-se geralmente aparafusadas. Neste projecto optou-se, assim, por utilizar perfis com secção em cantoneira de abas iguais (ver Figura 6.7). Este tipo de perfis tem a vantagem de, quando associado e, respeitando as regras já explicadas nesta dissertação no ponto 5.4.3, poderem ser calculadas à encurvadura como um único perfil. Para além das cantoneiras simples, vão ser utilizados 3 tipos de associações de cantoneiras, estando estas representadas na Figura 6.8 e, todas elas com distâncias entre elas de 20 mm.

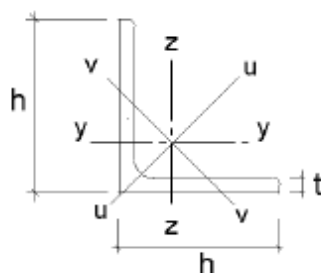


Figura 6.7 – Configuração do sistema de eixos das cantoneiras de abas iguais

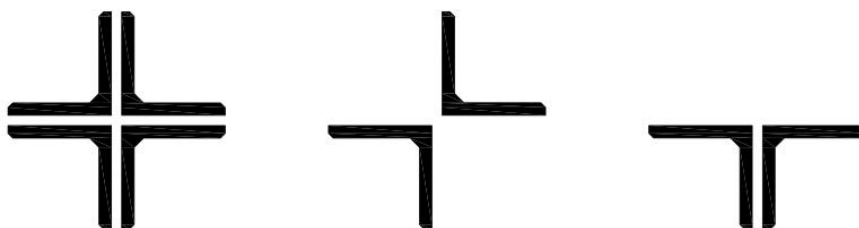


Figura 6.8 – Tipos de associação de cantoneiras utilizado

As cantoneiras utilizadas são de aço S235 e S355 bem como, as chapas utilizadas para as ligações.

6.4 MODELAÇÃO DA ESTRUTURA

A modelação da estrutura foi realizada no programa de elementos finitos *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012*, visto ser um programa, no qual, o autor já tinha conhecimentos. E para além de este ser o programa de cálculo utilizado na Metalgalva, empresa na qual esta tese foi realizada em ambiente semi-empresarial, facilitando, assim, a troca de conhecimentos entre os Engenheiros projectistas dessa mesma empresa e o autor.

A primeira fase para a simulação de uma estrutura num programa de elementos finitos passa pela sua construção geométrica. Esta pode ser efectuada dentro do programa de cálculo, função em que o programa de elementos finitos utilizado já se encontra bem desenvolvido. O programa de cálculo permite, ainda, outras formas de construção geométrica de modelos, utilizando uma base de dados em *Excel*, um programa *CAD*, ou estes dois em conjunto. A utilização de *Excel* permite a criação de uma base de dados de nós e barras que, depois de importada através do programa de elementos finitos, permite a

criação geométrica da estrutura. O programa *CAD* permite realizar o desenho da geometria da torre e, posteriormente, exportar o mesmo para o programa de elementos finitos. Esta forma de construção dos modelos é mais prática para estruturas de grande complexidade, visto os programas de *CAD* serem destinados para a construção de desenhos, permitindo assim maior velocidade na execução geométrica do modelo.

No presente caso, por se tratar de uma estrutura bastante complexa devido ao elevado número de barras e nós, a construção geométrica foi realizada com recurso a *Excel*, *CAD*, e ao próprio programa de elementos finitos. O processo de construção geométrica teve várias etapas que serão enumeradas de seguida:

- Utilização do programa *CAD* para desenhar uma das faces da torre, tendo-se representado as barras por linhas e os nós por pontos onde convergem as barras;
- Importação do desenho em *CAD* da face para o programa *Robot Structural Analysis*;
- Exportação da base de dados de nós e barras, do programa de elementos finitos para um ficheiro *Excel*;
- Devido ao facto da estrutura em estudo ser simétrica em relação aos dois eixos do plano horizontal, através da base de dados exportados do *Robot Structural Analysis* para o *Excel* consegue-se, deste modo, chegar às coordenadas e definição de todos os nós e barras das quatro faces;
- De seguida, a base de dados em *Excel* foi exportada para o programa de elementos finitos, estando assim definida toda a geometria de todas as faces da torre;
- Por fim, a construção de todos os elementos de contraventamento foram desenhados no próprio programa de cálculo;

Com todo este processo, é possível construir a geometria da torre. Como a geometria pode sofrer alterações a utilização da base de dados em *Excel* torna-se bastante importante pois assim é muito fácil a edição do modelo.

Relativamente as ligações entre as barras, estas foram modeladas como ligações rígidas, visto não ser conhecido, ainda, o grau de rigidez proveniente das ligações. Para um dimensionamento completamente correcto, este deveria ter que ser realizado através de um processo iterativo: começando com a estrutura com ligações rígidas, o dimensionamento da estrutura, o dimensionamento das ligações, a avaliação da rigidez das ligações e introdução das mesmas no modelo, e, repetindo-se todos estes passos até se terem resultados aceitáveis. No entanto, todo este processo seria demasiado demorado e dispendioso num projecto, optando-se então, por considerar todas as ligações rígidas. Ainda assim, esta opção torna-se aceitável, visto que, as barras, com secção em cantoneira, têm uma baixa rigidez de torção (não têm empenamento primário), e, o momento torsor assume-se pouco relevante bem como, os momentos flectores. O comportamento de um modelo de nós rígidos não difere em demasia do comportamento real da estrutura. Dado o carácter tridimensional da estrutura, surgem seis graus de liberdade que originam, em cada barra, seis tipos de esforços (esforço axial, momento torsor, dois esforços transversos e dois momentos flectores).

A modelação das fundações foi realizada através de apoios que restringem todos os deslocamentos e rotações (ver Figura 6.9). Mais uma vez, assume-se aqui uma simplificação da realidade, uma vez que, as fundações não são completamente rígidas. Mas visto não se conhecerem muitos factores que permitiriam uma modelação completamente correcta das fundações assumiu-se este cenário, não estando este muito longe da realidade.

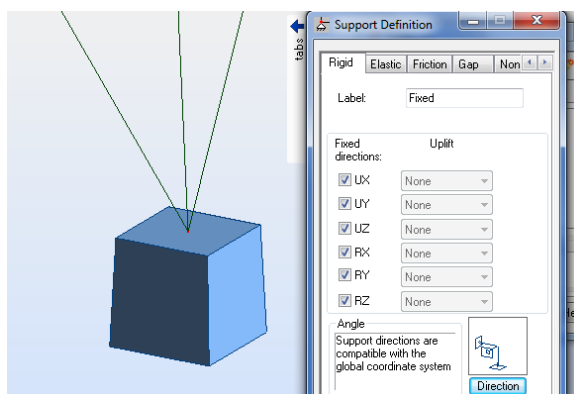


Figura 6.9 – Apoio rígido em todas as direcções

No que se refere aos perfis utilizados, como já foi referido, são cantoneiras de abas iguais, e foram os presentes na base de dados OTUA, que se encontra na base de dados do *Robot Structural Analysis Professional 2012*. Só os perfis, presentes nesta base de dados, ficaram disponíveis no modelo.

Relativamente aos elementos não estruturais (escadas, cabos) estes não foram modelados, recorrendo-se à introdução de dois nós nos elementos de contraventamento mais exteriores, de maneira a introduzir as forças resultantes das acções sobre os elementos não estruturais.

Para a definição da acção do vento é necessário dividir a estrutura em painéis, tendo sido a estrutura dividida em 14 painéis, como se pode ver na Figura 6.10. A numeração dada aos nós e barras da estrutura está de acordo com essa mesma divisão; o primeiro painel tem numeração de 1000 a 1999, o painel dois tem numeração de 2000 a 2999 e assim sucessivamente. Este tipo de numeração foi tido em conta para a utilização do programa desenvolvido pelo autor para o cálculo da acção do vento.

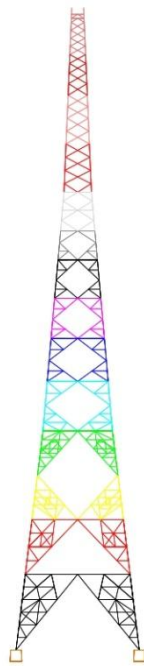


Figura 6.10 – Definição dos 14 painéis

Relativamente à definição do comprimento de encurvadura das barras foram adoptados os comprimentos presentes no Quadro 6.9.

Quadro 6.9 – Comprimentos de encurvadura

Comprimentos de encurvadura
1 L
0,5 L
0,33 L
0,25 L
0,20 L

Os elementos, que apenas são travados nas extremidades, apresentam um comprimento de encurvadura igual ao comprimento real da barra. Os elementos que se encontram travados por um, dois, três ou quatro travamentos, para além de travados nas extremidades, têm um comprimento de encurvadura de 0,5 L, 0,33L, 0,25L ou 0,20 L, respectivamente.

Relativamente ao aerogerador, optou-se por não se realizar a modelação deste. A modelação do aerogerador não se apresentava importante para o cálculo da torre, no entanto, foram tomadas algumas medidas para acautelar um bom dimensionamento da torre, no que diz respeito à existência do aerogerador no topo da torre. Tendo em conta a existência de uma parte do aerogerador que entra dentro da torre (Figura 6.2), foram modeladas barras no topo da torre para simular a grande rigidez que o aerogerador transfere à torre. Estas barras foram modeladas com um material bastante rígido e, com peso nulo.

Foi ainda modelada a massa do aerogerador no topo da torre. O programa de cálculo permite a adição de massas através da introdução de forças. A massa do aerogerador foi, assim, transformada numa força e dividida por quatro, sendo cada uma das forças aplicadas nos penúltimos quatro pontos do cimo da torre, como se pode observar na Figura 6.11. Sendo depois, essas forças, transformadas em massas através de uma aplicação disponível no programa de cálculo de elementos finitos. O cálculo das forças encontra-se no Quadro 6.10.

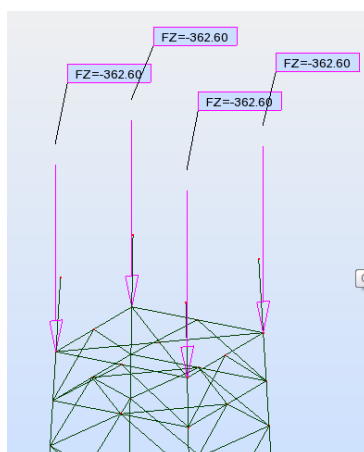


Figura 6.11 - Forças que simulam a massa do aerogerador

Quadro 6.10 - Forças que simulam a massa do aerogerador

Massas (kg)		Σ Massas (kg)	Força (kN)	Força/4 (kN)
Rotor	52000	148000	1450,4	362,60
Casa das máquinas	96000			

6.5 ACÇÕES

No modelo de cálculo foram tidos em consideração vários tipos de acções sobre a torre. Sendo:

- Peso próprio;
- Acção do vento na torre;
- Acção do vento no aerogerador;
- Acção do vento nos elementos não estruturais;
- Acção do gelo;
- Acção sísmica.

6.5.1 PESO PRÓPRIO

Relativamente ao peso próprio da superestrutura, este foi calculado com base no peso específico do aço de $78,5 \text{ kN/m}^3$, sendo o peso da estrutura em função das secções das barras. Esta acção tem carácter permanente e, actua no sentido da acção da gravidade, e é calculada automaticamente pelo programa de elementos finitos, *Robot Structural Analysis*, e pelo programa desenvolvido pelo autor deste

trabalho, a partir do peso específico do material e da geometria da barra. A contribuição das porcas, parafusos e chapas de ligação que representam cerca de 10% do peso global da estrutura foi tida em conta, bem como o peso da galvanização, que representa 5% do peso global da estrutura. Assim, no programa de cálculo de elementos finitos aplicou-se um factor de 1,15 ao peso global da estrutura, simulando o peso dos parafusos, porcas, chapas e galvanização.

No que diz respeito ao peso próprio do aerogerador, visto não ter sido realizada a modelação deste, foram colocadas 4 cargas pontuais no topo da torre, como já explicado no subcapítulo da modelação e se pode observar na Figura 6.11 e no Quadro 6.10. Esta acção é também de carácter permanente e actua no sentido da acção da gravidade.

O peso próprio dos elementos auxiliares, como por exemplo as escadas de acesso, não será considerado em projecto, uma vez que, representam uma parcela pouco significativa das acções. Estes elementos apenas terão o seu contributo no cálculo da acção do vento, pois, aí, revelam-se de extrema importância.

6.5.2 ACÇÃO DO VENTO NA TORRE

Para a definição da acção do vento em torres reticuladas deve-se ter em conta vários factores, tais como:

- O índice de cheios, referente à relação entre a área efectiva e a área total do contorno;
- Orientação da estrutura reticulada em relação ao ângulo de incidência do vento;
- Inclinação das barras da torre, devido à sua influência na determinação do alongamento, uma vez que a torre varia em altura;
- Turbulência contida no escoamento.

Tendo em conta a constituição e a simetria da torre, analisaram-se duas direcções de vento correspondendo às direcções mais condicionantes. As direcções consideradas são representadas na Figura 6.12.

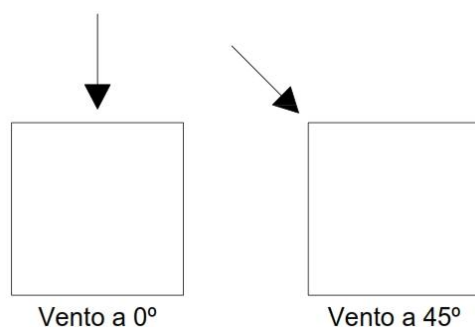


Figura 6.12 – Orientações do vento consideradas em projecto

As condições de implantação condicionam a definição da acção do vento sobre a torre. Tendo-se neste projecto considerado que o local de implantação da torre será numa zona tipo B, com categoria do terreno 2, conforme o já indicado no Capítulo 4.

6.5.2.1 Método de cálculo da acção do vento na estrutura

O cálculo da acção do vento sobre torres reticuladas pode ser realizado por dois métodos. Pode-se considerar o cálculo de todos os elementos individualmente, ou, então, pode-se considerar a divisão da estrutura em trechos reticulados. O método de cálculo da acção para elementos individuais torna-se bastante dispendioso para torres de grande complexidade, pois é necessário conhecer as propriedades geométricas do elemento, bem como, o seu correspondente coeficiente aerodinâmico. Relativamente ao método em que se divide a estrutura em trechos reticulados, este é realizado determinando-se as forças de arrasto para cada um dos trechos, sendo a força total a soma das forças parciais.

No caso em estudo, considerou-se o segundo modelo em cima referido, visto a complexidade e o número de barras da torre. No entanto, apesar disso, o cálculo da acção por este método também não é assim tão simples, isto quando comparado com o cálculo de uma estrutura do tipo “opaca”. Pois, além da variação da pressão do vento em altura, também o valor da área exposta ao vento varia, mas ao contrário de uma estrutura opaca em que esta é passível de representar por uma expressão matemática.

Desta forma, tornou-se necessário arranjar um método de cálculo para a acção do vento na estrutura. Para isso foi desenvolvida uma metodologia de cálculo em *Visual Basic* em ambiente *Excel* que, através das propriedades geométricas da torre, bem como as propriedades mecânicas das barras, desenvolve o valor da força a aplicar. Uma vez que a torre foi dividida em trechos, a força de cada trecho será aplicada no topo deste.

Este programa, desenvolvido pelo autor, baseia-se na metodologia de cálculo que os Eurocódigos EN 1991-1-4 [21] e EN1993-3-1 [22] preconizam. Esta metodologia já, foi explicada no subcapítulo 4.2. e 4.3. De referir que, o programa desenvolvido permite o cálculo da acção do vento para qualquer tipo de torre reticulada e não só para a torre estudada neste projecto.

O início do programa tem como base a escolha das características principais da torre, bem como as condições de implantação. Na Figura 6.13, pode-se observar a interface desta parte do programa, onde se pode observar os vários elementos a preencher. O botão “Consultar” é a ligação a um separador onde existe a informação sobre a zona e categoria do terreno.

Forma da base da Torre: Quadrada

Zona: B

Categoria do terreno: 2

Consultar

h(m)=	146,66
b(m)=	27,78
frequência propria=	0,47
Massa(kg) (Rotor+Maquinas)=	148000

Gelo

Espessura (mm)=	20
Densidade (Kg/m³)=	900

Numero de Painéis: 14

Nota 1: Na folha massa efectiva é necessario ajustar o grafico ao numero de niveis
 Nota 2: Na folha forças do vento é necessario ajustar o grafico ao numero de niveis

Figura 6.13 – Interface inicial do programa desenvolvido pelo autor

O programa de cálculo *Robot Structural Analysis*, permite a exportação das tabelas de dados para outros programas. O programa criado pelo autor vai necessitar da introdução de alguns desses dados, nomeadamente dos dados da geometria da torre (número dos nós, coordenadas dos nós, número das barras e número do nó de início e fim das barras), bem como as propriedades das barras (secção, material e comprimento).

Como já referido anteriormente a numeração das barras e dos nós é feita de acordo com o trecho reticulado que, no programa desenvolvido pelo autor, se chamou de painel. Com esta numeração, o programa desenvolvido pelo autor identifica as barras e nós por painel.

Foi criada uma base de dados de perfis no programa, sendo possível colocar até 1000 diferentes tipos de perfis, que contém os dados necessários para o cálculo da acção do vento, contendo as dimensões dos perfis e a massa dos perfis por metro.

Desta forma, é possível associar à informação que provém do *Robot Structural Analysis* os valores da base de dados, através do nome do perfil, podendo assim realizar o cálculo das Áreas efectivas por painel necessárias ao cálculo da acção do vento, bem como o cálculo da massa de todos os elementos necessário para o cálculo da massa efectiva.

Com estes dados é então possível calcular os coeficientes de força para cada painel, o coeficiente estrutural, $c_s c_d$, para a estrutura e, por fim, as forças médias e de rajada para cada painel e para a direcção do vento desejada.

Por fim foi criada uma folha de resultados, que debita as forças resultantes da acção do vento de cada painel, bem como os nós onde estas são aplicadas, sendo, esses nós, a altura máxima de cada painel.

Na Figura 6.14 pode ser observado o esquema da metodologia do programa para o cálculo da acção do vento sobre torres, desenvolvido pelo autor do presente trabalho. No anexo 1 pode ser observada toda a interface do programa.

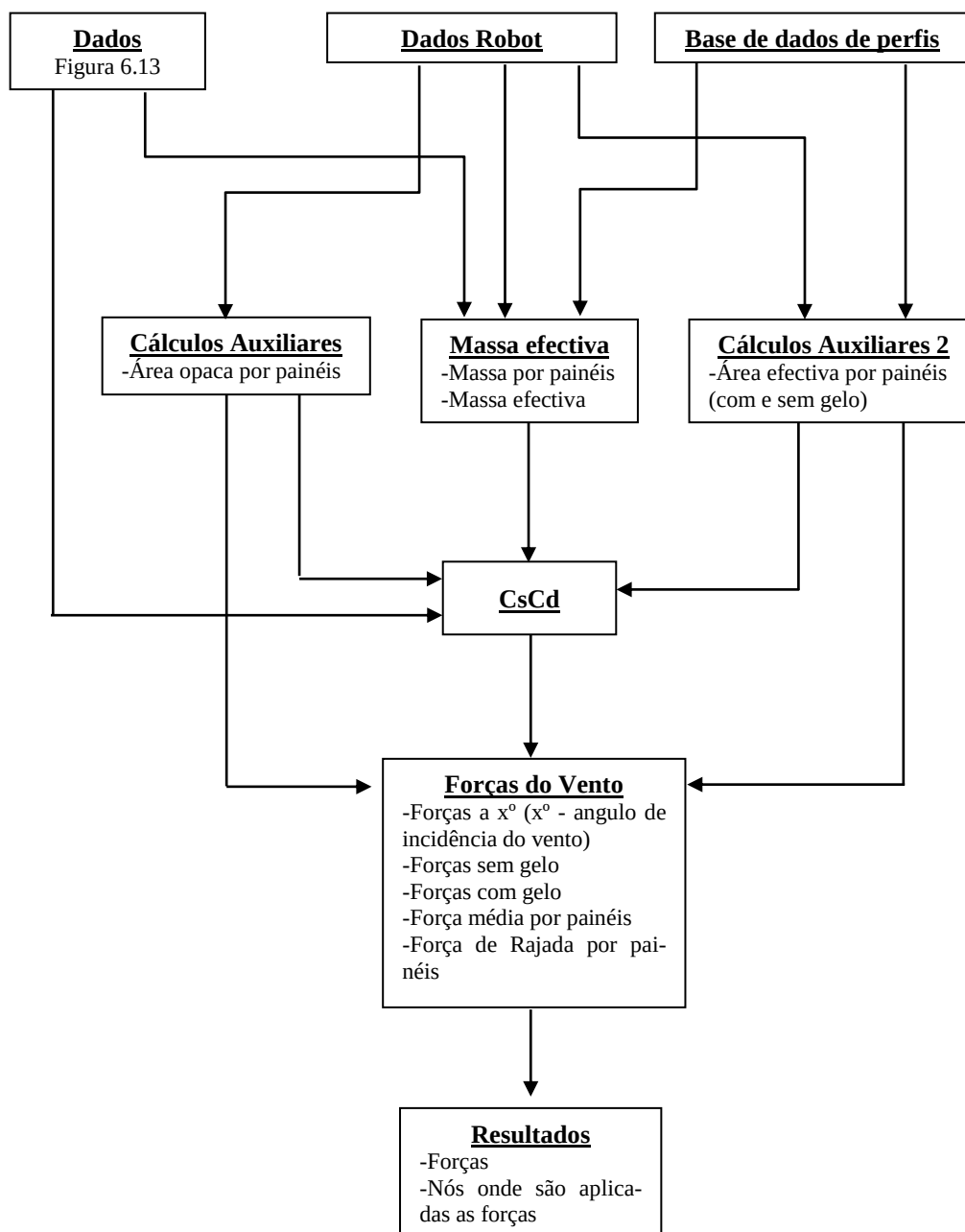


Figura 6.14 – Esquema da metodologia do programa de cálculo da Acção do vento

6.5.2.2 Parâmetros relativos a acção do vento

No Quadro 6.11 são apresentados os coeficientes relativos à definição da acção do vento. Como já foi referido anteriormente, a torre em estudo será implantada numa zona tipo B, com categoria do terreno 2. A descrição da metodologia de cálculo já foi referida no capítulo 4.2.

Quadro 6.11 – Coeficientes relativos à definição da acção do vento

Designação		
Velocidade do vento	$v_b =$	30 m/s
Altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural	$z_s =$	87,996 m
Velocidade média à altura z_s acima do solo	$v_m(z_s) =$	42,60 m/s
Intensidade de Turbulência à altura z_s acima do solo	$I_v(z_s) =$	0,134
Escala de turbulência	$L(z_s) =$	195,72 m
Função de densidade espectral de potência adimensional	$S_L(z_s, n) =$	0,115
Frequência adimensional	$f_L(z_s, n) =$	1,103
Coeficiente de resposta quase-estática	$B^2 =$	0,544
Coeficiente de resposta em ressonância	$R^2 =$	0,103
	$\eta_h =$	3,801
	$\eta_b =$	0,720
Função de admitância aerodinâmica	$R_h =$	0,228
Função de admitância aerodinâmica	$R_b =$	0,653
Factor de pico	$k_p =$	3,057
Frequência de passagens ascendentes	$v =$	0,096
Decremento logarítmico total de amortecimento	$\delta =$	0,827
Decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico	$\delta_a =$	0,777
Decremento logarítmico de amortecimento estrutural (Figura 4.9)	$\delta_s =$	0,050
Massa equivalente	$m_e =$	12271,4 Kg/m
Coeficiente de força global da estrutura para acção do vento	$c_f =$	3,093
Coeficiente estrutural	$c_s c_d =$	0,856

Os parâmetros aqui apresentados, são os parâmetros referentes à estrutura mais otimizada do ponto de vista do dimensionamento, sendo todo este processo explicado mais à frente, no capítulo 6.8. Todos estes parâmetros são calculados, automaticamente, no programa desenvolvido pelo autor.

6.5.3 ACÇÃO DO VENTO NO ROTOR DO AEROGERADOR

Como se pode observar no Quadro 6.2 a velocidade do vento de paragem do aerogerador é de 25 m/s, ou seja, quando as velocidades do vento são superiores a 25m/s o sistema de segurança existente no aerogerador entra em alerta e, rapidamente, através de impulsos electromagnéticos, trava a rotação do rotor, sendo esta manobra de paragem lenta, de forma a não induzir esforços significativos na estrutura.

Assim, a turbina eólica fica parada, sendo portanto necessário conhecer qual a posição mais desfavorável do rotor, visto existir uma posição do rotor que condiciona o dimensionamento da torre. Segundo estudos já efectuados [3], [34], [35] a posição mais desfavorável do rotor é a posição representada na Figura 6.15.

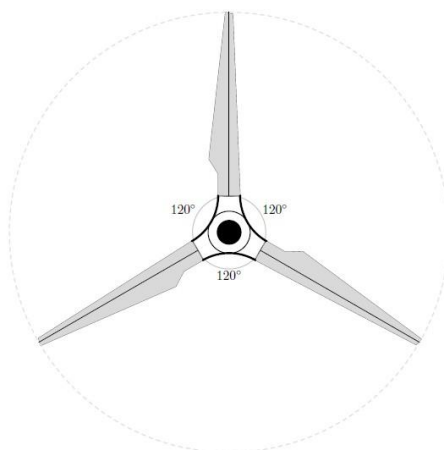


Figura 6.15 – Posição mais desfavorável do rotor [3]

No entanto, realizou-se um estudo para verificar se existia outra posição do rotor mais desfavorável. Sendo considerada mais uma posição do rotor, para além da já representada na Figura 6.15. As posições consideradas no estudo estão representadas na Figura 6.16.

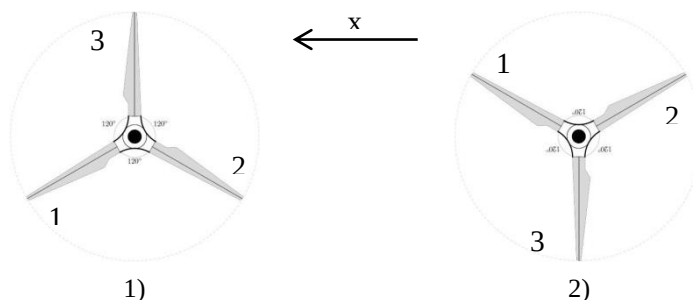


Figura 6.16 – Posições do rotor

No Quadro 6.12, Quadro 6.13 serão apresentados os cálculos para os três cenários representados na Figura 6.16. O cálculo da acção do vento sobre o rotor também é realizado no programa desenvolvido pelo autor, sendo necessário introduzir a área de exposição de cada pá do rotor, o coeficiente de força relativo às pás, à altura do centro do rotor e ao raio do rotor.

Quadro 6.12 – Resumo de forças do cenário da Figura 6.16 (1)

Pás	cf	z (m)	A _{ref} (m ²)	v _m (z) (m/s)	FT,W (kN)	Σ FT,W (kN)	M _x (kN.m)	Σ M _x (kN.m)	M _z (kN.m)	Σ M _z (kN.m)
1	0,5	137,5	138,43	45,14	141,86		-1773,30		-3071,35	
2	0,5	137,5	138,43	45,14	141,86	432,27	-1773,30	167,08	3071,35	0,00
3	0,5	175,0	138,43	46,51	148,55		3713,67		0,00	

Quadro 6.13 – Resumo de forças do cenário da Figura 6.16 (2)

Pás	cf	z (m)	A _{ref} (m ²)	v _m (z) (m/s)	FT,W (kN)	Σ FT,W (kN)	M _x (kN.m)	Σ M _x (kN.m)	M _z (kN.m)	Σ M _z (kN.m)
1	0,5	162,5	138,43	46,09	146,48		1831,0		-3171,25	
2	0,5	162,5	138,43	46,09	146,48	432,22	1831,0	180,43	3171,25	0,00
3	0,5	125,0	138,43	44,60	139,26		-3481,5		0,00	

Conclui-se assim que a resultante das forças horizontais é praticamente igual nos dois cenários. Relativamente ao momento segundo o eixo x, a resultante é superior no cenário 2. Em suma, o cenário mais desfavorável é da Figura 6.16 (2), pois tem um momento segundo x superior. No entanto, é necessário ter em conta que a posição das pás relativas ao cenário 2, diminui a acção do vento sobre a torre, pois a pá número 3 encontra-se a cobrir uma parte significativa da torre. Com isto pode-se confirmar que o cenário mais desfavorável para o dimensionamento é da Figura 6.15, tal como indica a bibliografia consultada.

6.5.4 ACÇÃO DO VENTO NOS ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS

Os aerogeradores necessitam de manutenção, por isso é necessário criar infra-estruturas que permitam a visita ao aerogerador, sendo, portanto, as escadas, um elemento fundamental numa torre eólica. Será, também necessário, criar infra-estruturas que permitam segurar os cabos que transportam a energia produzida pelo aerogerador.

Todos estes elementos, são considerados elementos não estruturais, no entanto é necessário ter em conta que estes são também uma barreira ao vento, induzindo assim esforços na estrutura.

As escadas utilizadas na realização deste projecto foram disponibilizadas pela empresa Metalgalva, sendo que estas escadas incorporam já fixadores de cabos ao longo das mesmas. Estes elementos, não estruturais, podem ser observados na Figura 6.17.

Visto a escada e os cabos serem elementos regulares ao nível de secção em altura, torna-se simples realizar o cálculo da acção do vento sobre estes elementos. Tendo sido calculada a área de escadas e fixadores por metro e, recorrendo-se a coeficientes de força para estes elementos disponibilizados

pelos fabricantes deste tipo de elementos. Para os cabos, o processo seguido foi o igual ao referido anteriormente.

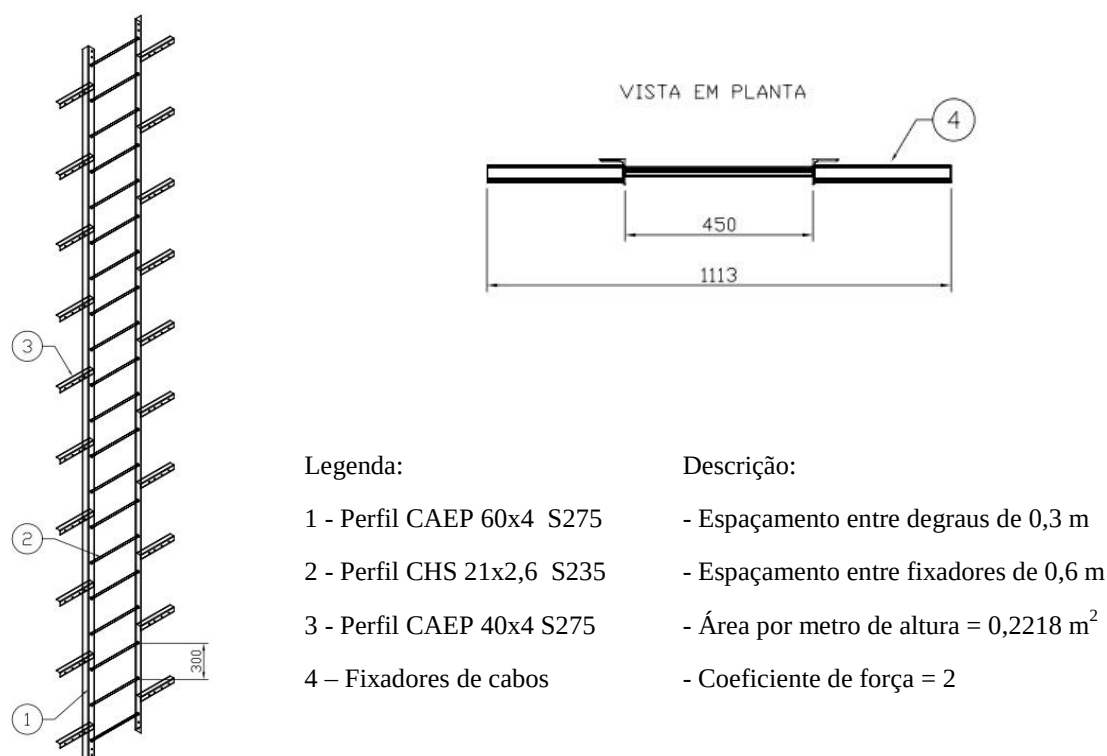


Figura 6.17 - Escadas de acesso

Para efeitos de projecto não se terá em consideração a quantidade de cabos, mas sim que os fixadores estão completamente repletos de cabos. Assim, a área de exposição será de 0,663 m² por metro de altura, sendo o coeficiente de força 1,2.

O cálculo da acção do vento sobre os elementos não estruturais é realizado pelo programa de cálculo desenvolvido pelo autor, diferindo do cálculo dos elementos estruturais, visto que os coeficientes de força são introduzidos pelo utilizador. A acção é calculada segundo o já disposto no Capítulo 4.2.3 e tem em conta o efeito de protecção por parte da estrutura, para elementos situados no interior da estrutura, sendo usado para esse efeito um coeficiente de 0,8.

No Quadro 6.14 estão representadas as forças médias (F_{m,W}) e as forças turbulentas (F_{T,W}), bem como alguns parâmetros necessários ao cálculo, dos elementos não estruturais.

Quadro 6.14 – Forças da acção do vento sobre Elementos não estruturais

Painéis	C _f escadas	C _f cabos	ze (m)	A _{ref} escadas	A _{ref} cabos	cr (ze)	v _m (ze) (m/s)	Iv (ze)	qp (ze)	F _{m,W} (kN)	F _{T,W} (kN)
Painel 1	2,0	1,2	18,60	3,30	9,87	1,125	33,74	0,169	1,553	13,12	24,46
Painel 2	2,0	1,2	30,95	2,19	6,55	1,221	36,64	0,156	1,753	10,27	18,33
Painel 3	2,0	1,2	40,98	1,78	5,32	1,275	38,24	0,149	1,868	9,09	15,86
Painel 4	2,0	1,2	51,00	1,78	5,31	1,316	39,49	0,144	1,959	9,68	16,63
Painel 5	2,0	1,2	62,20	1,99	5,94	1,354	40,62	0,140	2,044	11,45	19,39
Painel 6	2,0	1,2	71,90	1,72	5,14	1,381	41,44	0,138	2,107	10,32	17,31
Painel 7	2,0	1,2	81,00	1,61	4,83	1,404	42,12	0,135	2,159	10,00	16,64
Painel 8	2,0	1,2	89,70	1,54	4,61	1,424	42,71	0,133	2,205	9,83	16,25
Painel 9	2,0	1,2	96,23	1,16	3,46	1,437	43,11	0,132	2,236	7,52	12,37
Painel 10	2,0	1,2	105,00	1,56	4,65	1,453	43,60	0,131	2,276	10,33	16,90
Painel 11	2,0	1,2	115,93	1,94	5,80	1,472	44,17	0,129	2,321	13,21	21,48
Painel 12	2,0	1,2	126,93	1,95	5,83	1,489	44,68	0,128	2,362	13,61	22,01
Painel 13	2,0	1,2	136,13	1,63	4,88	1,503	45,08	0,126	2,395	11,59	18,66
Painel 14	2,0	1,2	146,66	1,87	5,59	1,517	45,51	0,125	2,429	13,51	21,66

6.5.5 ACÇÃO DO GELO

A acção do gelo, em torres reticuladas, tem especial relevância quando combinada com a acção do vento. O cálculo desta acção foi realizado de acordo com o já exposto no Capítulo 4.3.

O programa realizado pelo autor permite o cálculo da acção, sendo necessário para isso a introdução de alguns parâmetros. Sendo esses parâmetros a espessura e densidade do gelo, que variam com o tipo de gelo. Como o local de implantação da torre não é conhecido, e tomando precauções pelo lado da segurança, resolveu-se optar por um gelo tipo esmalte, sendo este o que tem maior densidade (900 kg/m³). Dentro do gelo tipo esmalte foi escolhida a classe IG2, onde a espessura de gelo a utilizar é de 20 mm.

O peso próprio do gelo é introduzido, no programa de elementos finitos, através de uma acção igual à do peso próprio da estrutura, mas, multiplicado por factor de conversão que, é calculo no programa desenvolvido pelo autor. O valor desse factor foi 0,32, ou seja, o peso do gelo é 32 % do peso da estrutura.

No gráfico da Figura 6.18 pode-se observar o aumento da massa na torre devido à presença de gelo. Como se pode observar o aumento da massa é igual em altura, visto a espessura de gelo ser constante em altura.

Na Figura 6.19 pode-se observar o aumento da área de exposição da torre devido à presença do gelo.

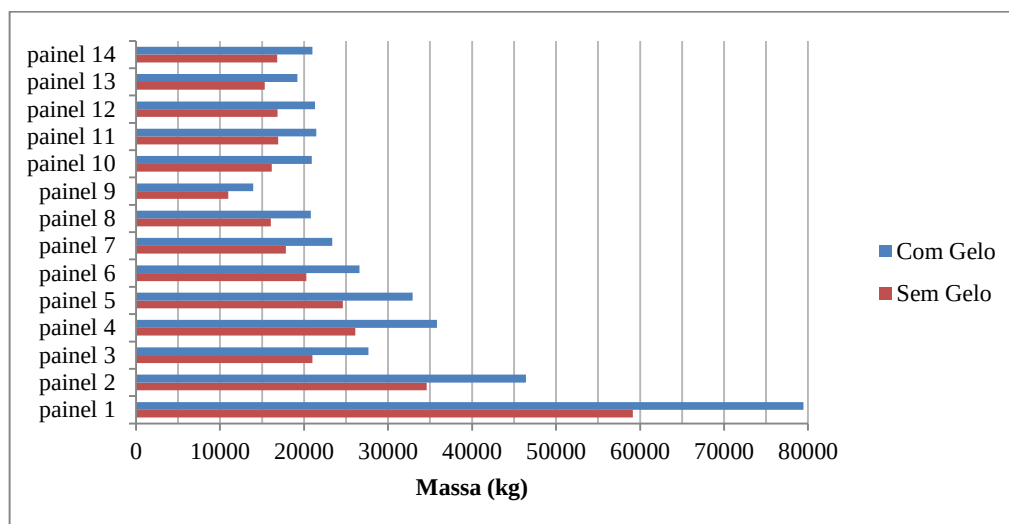


Figura 6.18 - Gráfico com diferenças de massas por nível

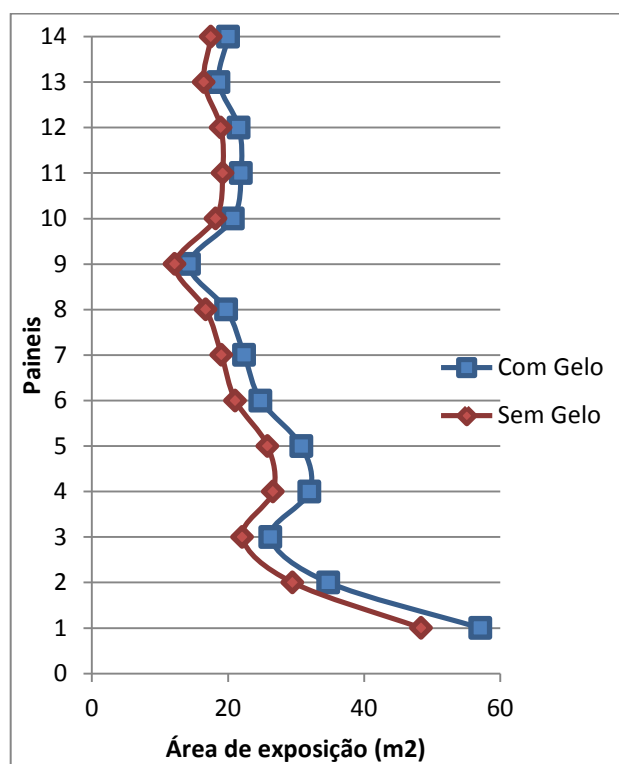


Figura 6.19 – Gráfico da área de exposição por painel

6.5.6 ACÇÃO SÍSMICA

A acção sísmica foi efectuada por intermédio do programa de cálculo *Robot Structural Analysis*, através de uma análise sísmica. Para realizar uma análise sísmica, neste programa de elementos finitos, é necessário realizar previamente uma análise modal. No Quadro 6.15 podem observar-se os valores da frequência própria do modelo estudado.

Quadro 6.15 – Principais modos e frequências de vibração

Modo	Frequência (Hz)
1	0,47
2	0,47
3	2,24
4	2,24
5	2,34
6	2,93
7	2,94
8	2,94
9	2,94
10	2,95

Na análise dos valores de frequência referentes aos diferentes modos de vibração é visível que as frequências de alguns modos surgem em pares de valor igual, uma vez que se verifica que a forma de vibração é semelhante. Esta coincidência de valores é facilmente explicável, pois a torre é simétrica e tem as mesmas características nas duas direcções (x e y). Mais à frente, neste projecto, será realizada uma análise mais detalhada dos modos de vibração da estrutura e a sua interferência no dimensionamento.

Continuando com a análise sísmica, é necessário definir alguns parâmetros para a realização da mesma. Os parâmetros escolhidos podem ser observados na Figura 6.20.

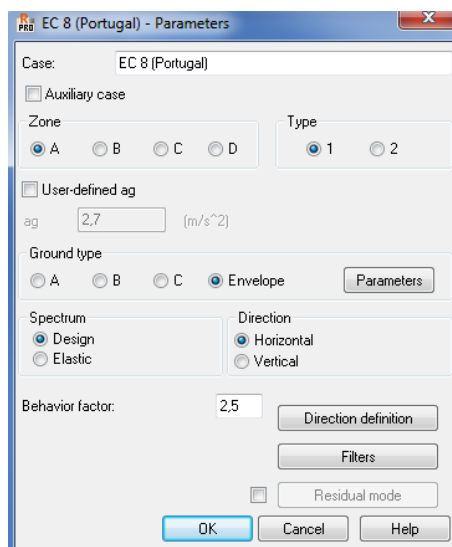


Figura 6.20 – Parâmetros definidos na acção sísmica

A zona escolhida foi a zona A, visto não se saber o local de implantação da torre. Sendo assim foi escolhida a zona onde a aceleração do terreno é máxima. Quanto ao tipo de terreno, mais uma vez devido a falta de informação sobre o local de implantação, escolheu-se a opção da envolvente dos diferentes tipos de terreno. Foram utilizados espectros de projecto, utilizando um factor de comportamento de 2,5.

6.6 COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

Foram realizadas várias combinações de acções. Estas simulam as várias interacções que podem ocorrer na estrutura entre o peso próprio, a acção do vento, a acção do gelo e a acção do sismo. Estas combinações serão introduzidas manualmente no programa *Robot Structural Analysis*. Assim, foram definidas combinações para o estado limite último e, para o estado limite de serviço.

As combinações para o estado limite último, utilizadas neste projecto, encontram-se no Quadro 6.16. A seguir encontra-se a nomenclatura utilizada e o seu significado:

PP	Peso próprio	45	Direcção a 45*
W	Vento	T	Torre
G	Gelo	A	Aerogerador
S	Sismo	E	Elementos não estruturais
0	Direcção a 0°	R	Rotor

Quadro 6.16 – Combinações de acções para o Estado limite último

Combinação 1 - Direcção do vento a 0°	
1,2	PPT
1,2	PPA
1,6	W0T
1,6	WR
1,6	WE
Combinação 2 - Direcção do vento 45°	
1,2	PPT
1,2	PPA
1,6	W45T
1,6	W45R
1,6	WE
Combinação 3 - Direcção do vento 0° - Gelo	
Gelo dominante	
1,2	PPT
1,2	PPA
1,6	PPG
1,6*0,45*0,5	W0GT
1,6*0,45*0,5	W0GR
Combinação 4 - Direcção do vento 45° - Gelo	
Gelo dominante	
1,2	PPT
1,2	PPA
1,6	PPG
1,6*0,45*0,5	W45GT
1,6*0,45*0,5	W45GR

Combinação 5 - Direcção do vento 0° - Gelo	
Vento dominante	
1,2	PPT
1,2	PPA
1,6*0,45	PPG
1,6*0,5	W0GT
1,6*0,5	W0GR
Combinação 6 - Direcção do vento 45° - Gelo	
Vento dominante	
1,2	PPT
1,2	PPA
1,6*0,45	PPG
1,6*0,5	W45GT
1,6*0,5	W45GR
Combinação 7 – Acção Sísmica	
1,0	PPT
1,0	PPA
1,4	S

Segundo o EN 1993-3-1 [22] para estado de serviço os deslocamentos e as rotações devem ser determinados usando a combinação de acções característica sobre a estrutura e os seus elementos auxiliares. Encontrando-se as combinações de acções para o estado limite de serviço no Quadro 6.17.

No entanto, existe uma diferença relativamente as acções sobre o rotor (WR, WR45), isto porque uma torre eólica encontra-se em serviço quando o rotor se encontra em funcionamento. As acções WR e WR45 são a acção sobre o rotor quando este está parado. Assim, para o caso de serviço, foi necessário redefinir essas acções, sendo a fórmula para o cálculo apresentado na equação (6.1). Como já referido anteriormente, a velocidades superiores a 25 m/s o rotor pára. Desta forma, a velocidade usada para o cálculo da força do rotor na estrutura em serviço será de 25 m/s.

$$WR = \frac{c_f \cdot \rho_{ar} \cdot A \cdot V^2}{2} \quad (6.1)$$

Em que:

- c_f Coeficiente de força, 0,5;
 ρ_{ar} Massa volúmica do ar (1,25 kg/m³)
 A Área de varrimento do rotor (m²)
 V Velocidade do vento (m/s)

Quadro 6.17 – Combinações de Acções para o estado limite de serviço

Combinação 8 - Direcção do vento a 0°	
1,0	PPT
1,0	PPA
1,0	W0T
1,0	WR
1,0	WE
Combinação 9 - Direcção do vento a 45°	
1,0	PPT
1,0	PPA
1,0	W45T
1,0	W45R
1,0	WE

6.7 OUTRAS CONSIDERAÇÕES

Não foram tomadas em conta imperfeições geométricas, pois como já referido anteriormente (capítulo 5.3) a norma permite a dispensa se $H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed}$. No caso presente, a acção horizontal mais reduzida é superior a 15% da acção vertical máxima.

6.8 DIMENSIONAMENTO

6.8.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

O dimensionamento metálico da torre foi realizado pelo programa de elementos finitos *Robot Structural Analysis*, através da ferramenta *Steel Design*. O dimensionamento é realizado de acordo com o capítulo 5. No entanto, é necessário referir que, a ferramenta de cálculo utilizada apenas atribui a classificação de classe 4 a secções em I, secções em C, secções rectangulares tubulares, secções de duplo I e de duplo C. Aos restantes tipos de secções, o programa limita a secções de classe 3. Assim, o programa apresenta uma análise mais conservativa e logo menos económica, visto não incorrer em erros relativos à definição da área efectiva a considerar para uma secção de classe 4.

Antes de se realizar o dimensionamento, através do programa, é necessário definir alguns parâmetros no mesmo. Sendo necessário definir famílias de dimensionamento, tendo sido definidos para a estrutura em causa 113 famílias de dimensionamento. As famílias de dimensionamento foram definidas de acordo com o painel em que as barras se encontram inseridas, bem como na função estrutural da barra.

Foi também necessário definir o comprimento de encurvadura das barras, tendo sido já definido o comprimento no capítulo 6.4. É também necessário definir quais as combinações de acções, sendo definidas todas as combinações para estado limite último.

O processo de dimensionamento, em estruturas treliçadas, quando sujeitas à acção do vento, é um processo iterativo, visto que cada vez que se dimensiona uma barra, as características geométricas da barra podem alterar-se. Assim, devido a esta alteração de geometria, a área de exposição à acção do vento é alterada, levando desta forma a uma nova definição da acção do vento. Sendo necessário seguir os seguintes passos para o dimensionamento:

- Modelação e definição de todos os parâmetros necessários ao dimensionamento;
- Introdução dos dados necessários no programa de cálculo da acção do vento, realizado em *Excel* e desenvolvido pelo autor do presente trabalho;
- Introdução do carregamento no programa de cálculo estrutural;
- Dimensionamento automático, através da ferramenta *Steel Design*, do programa de cálculo estrutural *Robot Structural Analysis*;
- Repetição do processo até à optimização da estrutura.

No fluxograma da Figura 6.21 pode-se observar todo o processo de dimensionamento simplificado.

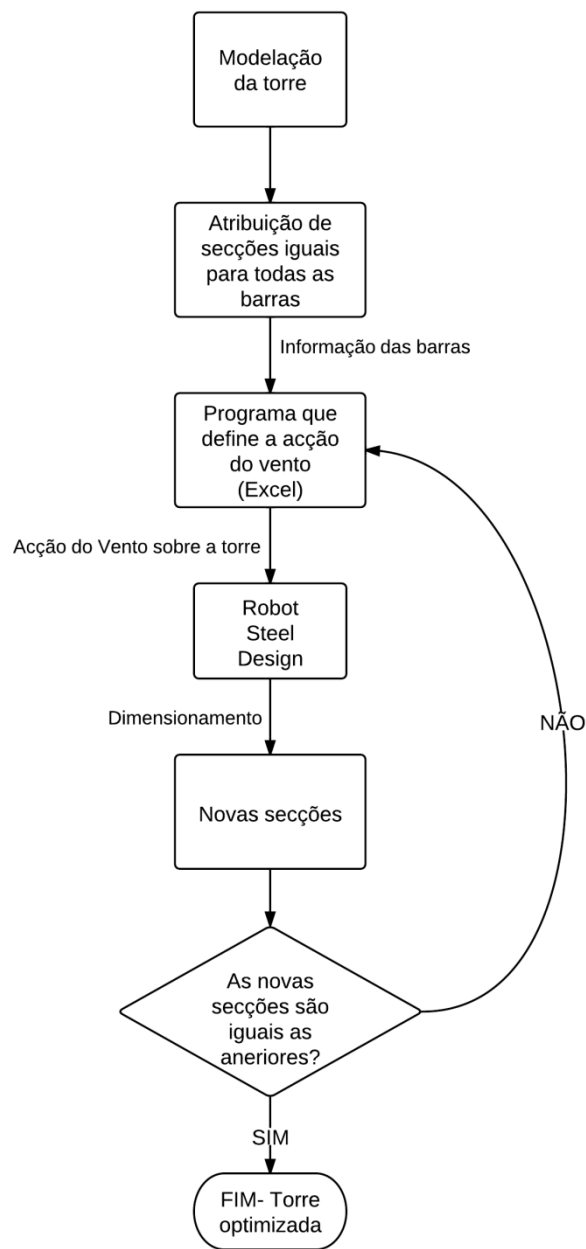


Figura 6.21 – Fluxograma do processo de dimensionamento

No Quadro 6.18 são apresentadas as forças finais de dimensionamento sobre a torre, o resto dos parâmetros necessários para se obter os valores deste mesmo quadro encontram-se no Anexo 4. O resultado do dimensionamento encontra-se no Anexo 3, assim como os desenhos da torre.

Quadro 6.18 – Acções sobre a torre

Acção	Nó	Fx (kN)	Acção	Nó	Fx (kN)	Fy (kN)
W0	1016 1024 1031 1081	53,92	W45	1016 1024 1031 1081	41,28	41,28
W0	2009 2013 2017 2048	35,97	W45	2009 2013 2017 2048	27,54	27,54
W0	3008 3011 3014 3041	27,92	W45	3008 3011 3014 3041	21,38	21,38
W0	4015 4020 4025 4075	34,87	W45	4015 4020 4025 4075	26,70	26,70
W0	5007 5012 5017 5043	34,18	W45	5007 5012 5017 5043	26,17	26,17
W0	6005 6009 6013 6032	28,67	W45	6005 6009 6013 6032	21,95	21,95
W0	7005 7009 7013 7032	25,03	W45	7005 7009 7013 7032	19,16	19,16
W0	8006 8009 8014 8033	22,44	W45	8006 8009 8014 8033	17,18	17,18
W0	9003 9006 9009 9021	16,25	W45	9003 9006 9009 9021	12,54	12,54
W0	10003 10009 10011 10022	22,04	W45	10003 10009 10011 10022	17,47	17,47
W0	11003 11007 11011 11027	23,95	W45	11003 11007 11011 11027	19,13	19,13
W0	12004 12010 12012 12030	22,38	W45	12004 12010 12012 12030	18,24	18,24
W0	13004 13008 13012 13031	17,13	W45	13004 13008 13012 13031	14,36	14,36
W0	14006 14013 14020 14027	17,90	W45	14006 14013 14020 14027	14,99	14,99
W0G	1016 1024 1031 1081	61,74	W45G	1016 1024 1031 1081	47,27	47,27
W0G	2009 2013 2017 2048	41,44	W45G	2009 2013 2017 2048	31,73	31,73
W0G	3008 3011 3014 3041	32,43	W45G	3008 3011 3014 3041	24,83	24,83
W0G	4015 4020 4025 4075	39,95	W45G	4015 4020 4025 4075	30,58	30,58
W0G	5007 5012 5017 5043	39,22	W45G	5007 5012 5017 5043	30,03	30,03
W0G	6005 6009 6013 6032	32,36	W45G	6005 6009 6013 6032	24,78	24,78
W0G	7005 7009 7013 7032	28,31	W45G	7005 7009 7013 7032	21,74	21,74
W0G	8006 8009 8014 8033	25,28	W45G	8006 8009 8014 8033	19,56	19,56
W0G	9003 9006 9009 9021	18,06	W45G	9003 9006 9009 9021	14,16	14,16
W0G	10003 10009 10011 10022	23,81	W45G	10003 10009 10011 10022	19,18	19,18
W0G	11003 11007 11011 11027	25,75	W45G	11003 11007 11011 11027	20,91	20,91
W0G	12004 12010 12012 12030	23,92	W45G	12004 12010 12012 12030	19,87	19,87
W0G	13004 13008 13012 13031	18,26	W45G	13004 13008 13012 13031	15,65	15,65
W0G	14006 14013 14020 14027	19,39	W45G	14006 14013 14020 14027	15,77	15,77

6.8.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Segundo a EN 1993-3-1, o estado limite de serviço deve ter em conta as deformações ou rotações que afectam negativamente o uso eficaz da estrutura. Pode-se dizer ainda que o estado limite de serviço corresponde à capacidade da estrutura em manter-se apta para o uso que lhe é requerido.

Numa torre eólica diz-se que a mesma se encontra em serviço até ao momento em que a velocidade do vento passa o limite para a paragem da turbina eólica. No caso de estudo deste projecto, essa velocidade é de 25 m/s. Como se pode observar no Anexo 4, as velocidades usadas em projecto de dimensionamento são muito superiores aos 25 m/s. Segundo Santos e R Bessa [35], [36] as condições de serviço são bastante inferiores às da rotura, o que normalmente implica um bom funcionamento em serviço

Na regulamentação existente, não há qualquer tipo de especificação relativamente às deformações possíveis na torre. Segundo o ASCE/AWEA [37], no dimensionamento de torres eólicas, é recomendado que os projectistas não recorram a valores tabelados, mas sim, aos valores que devem ser recomendados pelo fabricante de turbinas, ou seja, valores que ponham em causa uma operação e desempenho adequado da turbina.

Apesar da falta de informação por parte da construtora da turbina utilizada neste projecto, optou-se, mesmo assim, por realizar o estudo, adoptando alguns valores existentes na bibliografia consultada. Para alguns autores, uma boa base de dimensionamento para os estados limites de serviço, no que diz respeito a torres eólicas, é o código para projecto de chaminés. Assim, segundo o ACI 307-98 [38], a máxima deformação lateral para as combinações características não deve exceder os limites estabelecidos pela equação (6.2).

$$Y_{max} = 3,33h \quad (6.2)$$

Em que:

Y_{max} Deformação máxima lateral (mm);

h Tamanho da chaminé (m)

Deste modo, para o caso em estudo, o deslocamento máximo permitido é de 49,95 cm. Uma vez que a estrutura já se encontra dimensionada para o estado limite último, realizaram-se análises aos deslocamentos da torre para as combinações características, que correspondem ao estado limite de serviço. Os valores de deslocamento medidos no modelo numérico da torre encontram-se no Quadro 6.19.

Quadro 6.19 – Deslocamentos máximos

Combinação	Deslocamento (cm)
8	32,4
9	28,7

Analisando os resultados, e comparando com o deslocamento máximo permitido, verifica-se assim o dimensionamento no que diz respeito aos estados limites de serviço.

6.8.3 RESPOSTA DINÂMICA E RESSONÂNCIA

Uma considerável fracção das acções actantes consideradas têm carácter dinâmico, ou seja, o valor da acção não é constante no tempo [39], [40], [41]. A acção do vento sobre a torre apesar de dinâmica é transformada numa acção estática (através dos seus valores máximos ou das consequências que o movimento dinâmico pode causar). A acção do sismo já foi tratada neste projecto. Faltando então considerar o efeito dinâmico da rotação das pás na torre eólica.

A rotação das pás pode provocar uma excitação na estrutura, devendo este problema ser acautelado, visto que pode causar problemas de ressonância na torre.

Para evitar ressonância deve ser concebida uma separação entre as frequências naturais do sistema e as frequências de rotação da turbina. O cálculo das frequências naturais do sistema deve contabilizar a massa, as propriedades de rigidez da turbina e da torre e as propriedades da fundação [36]. Segundo o *Guidelines for design of wind turbin – DNV* [42], a frequência natural da torre é muito dependente da “eficiência” da fundação. Diz ainda que se o cálculo do modelo assume que a torre se encontra perfeitamente encastrada, então o erro da frequência natural da torre pode ser de 15%.

No caso de estudo presente as frequências de vibração naturais da estrutura foram obtidas através de uma análise modal efectuada no programa de cálculo de elementos finitos, como já referido anteriormente. Como foi referido no capítulo da modelação as fundações foram consideradas encastradas. No Quadro 6.20 encontram-se representados os primeiros 10 modos de vibração da estrutura. No mesmo quadro pode observar-se uma diminuição de frequências na ordem de 15%, para corrigir o presumível erro da modelação das fundações.

Quadro 6.20 – Frequências naturais de vibração

Modo	Frequência (Hz)	Frequência corrigidas (Hz)
1	0,47	0,40
2	0,47	0,40
3	2,24	1,90
4	2,24	1,90
5	2,34	1,99
6	2,93	2,49
7	2,94	2,50
8	2,94	2,50
9	2,94	2,50
10	2,95	2,51

As frequências de rotação da turbina têm uma faixa de frequências que vai desde 0 Hz até 0,30 Hz. Como se pode observar as frequências naturais da estrutura não se encontram entre a faixa de frequências de rotação da turbina pelo que, se pode dizer que as frequências se encontram separadas e não existem problemas relacionados com ressonância.

Segundo o EN 1993-3-1 [22] para torres treliçadas sujeitas a vibrações deve ser prevista a introdução de dispositivos de amortecimento se for considerado necessário à luz da experiência. O *DNV* [42] refere exactamente a mesma coisa mas, para qualquer tipo de torre eólica. Devem ser colocados dispositivos de leitura de dados na torre e na turbina eólica para assim saber se é necessário introduzir dispositivos de amortecimento.

6.9 FUNDAÇÕES

O tipo de fundação que mais se adequa a torres reticuladas são as sapatas. As sapatas são fundações do tipo directas, em betão armado. Normalmente, estas possuem uma laje na parte inferior (base), podendo ser ou não de altura variável. As sapatas são elementos destinados à degradação de tensões elevadas.

As sapatas são usualmente usadas quando o solo tem uma boa resistência e pouca profundidade. Normalmente estas são construídas entre 2 a 4 metros de profundidade.

O dimensionamento e a verificação de segurança de sapatas desenvolve-se, em termos genéricos, segundo os passos descritos nos pontos seguintes:

- Bases e condições para o pré-dimensionamento em planta
 - Imposições geométricas
 - Verificação da capacidade de carga do terreno
 - Verificação do deslizamento pela base
 - Controle de assentamentos
- Bases e condições para dimensionamento da altura
 - Sapata Rígida/Flexível
 - Verificação de punçoamento e/ou corte
- Bases e condições para o dimensionamento de armaduras
 - Armadura principal e secundária
 - Armadura construtiva

Na Figura 6.22, pode-se observar uma sapata quadrada, normalmente, a geometria mais utilizada em fundações de torres.

O fuste da sapata, geralmente de secção transversal quadrada, pode apresentar uma inclinação. Sendo que quando inclinado, o fuste acompanha a inclinação do pé da torre.

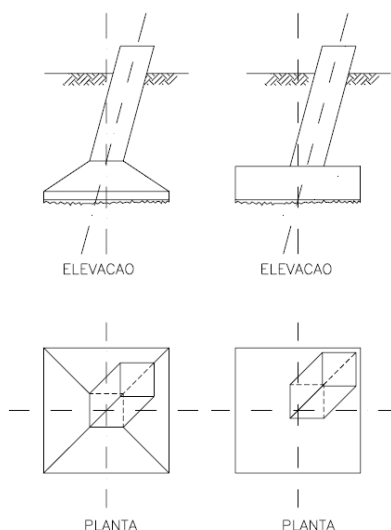


Figura 6.22 – Geometria típica de sapatas

6.9.1 CAPACIDADE DE CARGA DO TERRENO

A capacidade de carga da fundação é a razão da carga de rotura pela área da base respectiva:

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{B \cdot L} \quad (6.3)$$

Onde B e L, são a largura e o comprimento respectivamente.

O problema da capacidade de carga de uma sapata não tem solução matemática exacta para os solos reais. Existem no entanto soluções aproximadas, obtidas no âmbito da Teoria da Plasticidade.

Considerando assim, a sapata da Figura 6.23, de largura B, encontrando-se a uma profundidade D, sobre um maciço homogéneo de superfície horizontal e peso volúmico γ , carregada verticalmente. Admita-se que:

- O solo se comporta como um material rígido-plástico;
- O solo obedece ao critério de rotura de Mohr-Coulomb;
- A sapata tem desenvolvimento infinito;
- É nula a resistência ao corte do solo acima da base da sapata, isto é, o solo actua sobre a superfície, ao nível da base da sapata como uma sobrecarga uniformemente distribuída;
- São nulos o atrito e a adesão entre a sapata e o solo, acima da base desta e, entre este solo e o solo de fundação propriamente dito.

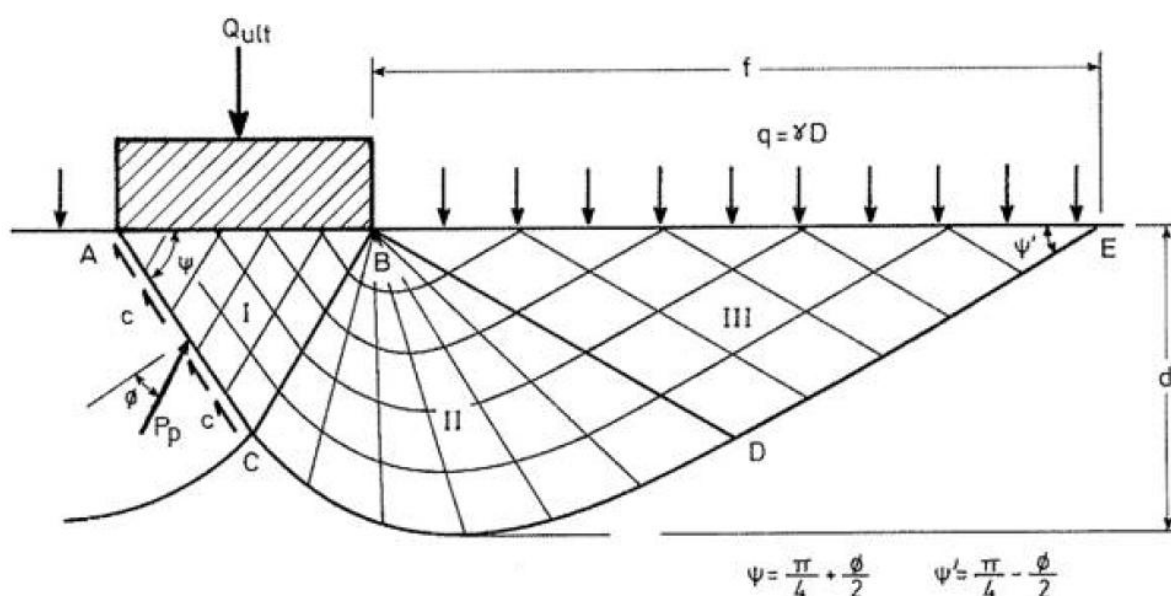


Figura 6.23 – Zonas de corte e forças que se opõem a rotura [43]

A expressão da capacidade de carga do terreno de fundação é dada pela expressão (6.4).

$$q_{ult} = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (6.4)$$

Onde:

$$q = \gamma \cdot D$$

N_c, N_q, N_γ Parâmetros adimensionais, são os chamados factores de capacidade de carga, dependentes apenas do ângulo de atrito do solo e dados pelas expressões (6.5), (6.6), (6.7).

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (6.5)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi) \quad (6.6)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi) \quad (6.7)$$

Como já referido, a hipótese referente a solução deduzida da capacidade de carga, corresponde a um modelo altamente idealizado, no sentido de ser simplificado. Assim, para aproximar este modelo de situações reais, aplica-se coeficientes correctivos a cada uma das parcelas da expressão (6.4).

Com esses coeficientes correctivos a expressão da capacidade de carga do terreno é dada pela expressão (6.8).

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \quad (6.8)$$

Onde :

s_c, s_q, s_γ Coeficientes correctivos relativos a um desenvolvimento não infinito, dados pelas expressões (6.9), (6.10), (6.11).

i_q, i_c, i_γ Coeficientes correctivos relativos a introdução de cargas horizontais, dados pelas expressões (6.12), (6.13), (6.14).

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} \quad (6.9)$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin \phi' \quad (6.10)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B}{L} \quad (6.11)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi'} \quad (6.12)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right)^m \quad (6.13)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right)^{m+1} \quad (6.14)$$

Onde:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad (6.15)$$

caso H seja paralela à maior dimensão da sapata, B.

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad (6.16)$$

caso H seja paralela à maior dimensão da sapata, L.

Falta ainda referir a existência de cargas excêntricas, visto que o modelo proposto não tem em conta a presença deste tipo de cargas. Assim, será necessário calcular q_{ult} numa área reduzida, obtida pelas dimensões B' e L', sendo estas as dimensões da área fictícia que se relacionam com as dimensões reais da sapata a partir das excentricidades da carga dadas pelas expressões (6.17), (6.18).

$$e_x = \frac{M_{sd,y}}{N_{sd}} \quad (6.17)$$

$$e_y = \frac{M_{sd,x}}{N_{sd}} \quad (6.18)$$

Estas disposições relativas às dimensões podem ser observadas na Figura 6.24.

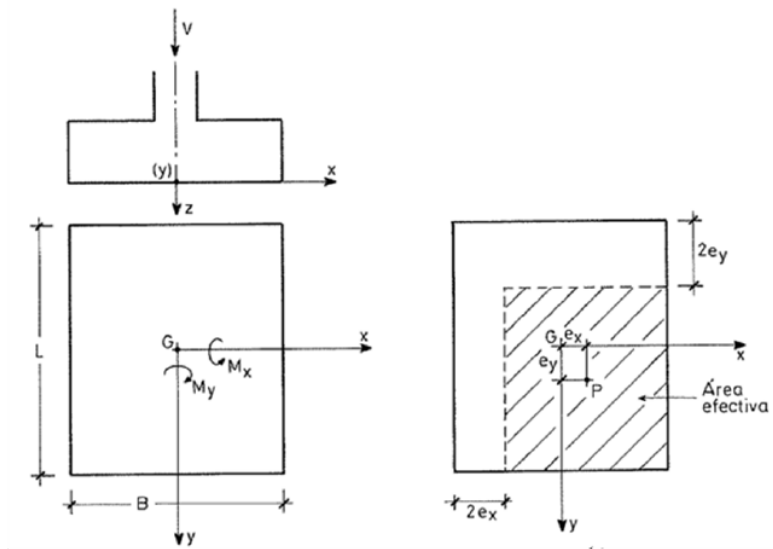


Figura 6.24 – Sapata rectangular solicitada por carga vertical e momentos [43]

As dimensões de B' e L' são dadas pelas expressões (6.19) e (6.20), respectivamente.

$$B' = B - 2e_x \quad (6.19)$$

$$L' = L - 2e_y \quad (6.20)$$

Passando então a carga de rotura da sapata a ser:

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L' \quad (6.21)$$

6.9.1.1 Verificação de segurança

Segundo o método dos coeficientes parciais de segurança do EC7, a verificação de segurança das fundações envolve coeficientes que se aplicam quer ao nível das acções, quer ao nível das diferentes fontes de resistência.

A verificação de segurança exprime-se quando:

$$Q_d \leq Q_{ult,d} \quad (6.22)$$

Onde Q_d representa a acção majorada, incluindo o peso próprio da sapata, e $Q_{ult,d}$ representa a carga de rotura definida pela expressão (6.21), embora esta seja afectada pelos coeficientes dados pela Figura 6.25.

Acções			Propriedades do terreno, (γ_m)		
Permanentes, (γ_G)		Variáveis (γ_Q)	$\text{tg } \phi'$	c'	c_u
Desfavoráveis	Favoráveis				
1,00	1,00	1,30	1,25	1,60	1,40

Figura 6.25 – Coeficientes parciais [43]

6.9.2 DESLIZAMENTO PELA BASE

O deslizamento pela base da sapata é resistido pelo atrito na base e pelos impulsos passivos na face da sapata. No entanto, é normal desprezar os impulsos passivos na face da sapata, visto que, para mobilizar os impulsos passivos, são precisas grandes deformações permanentes.

A verificação de segurança ao deslizamento é dada pela expressão (6.23).

$$H_{sd} \leq S_d + Ep_d \quad (6.23)$$

Onde H_{sd} é o esforço horizontal actuante, S_d é o atrito na base e Ep_d é o impulso passivo na face da sapata. O atrito na base é dado pela expressão (6.24), para condições drenadas.

$$S_d = N_{sd} \cdot \text{tg}(\delta_d) \quad (6.24)$$

Na expressão anterior, N_{sd} é a carga vertical aplicada ao solo e δ_d é o ângulo de atrito entre a base da sapata e a superfície do terreno de fundação. O ângulo do atrito sapata/solo é igual ao ângulo de atrito do solo para sapatas betonadas contra o terreno e dois terços do ângulo de atrito para sapatas pré-fabricadas ou com baixa rugosidade no contacto.

6.9.3 ASSENTAMENTOS

Neste trabalho apenas serão abordados assentamentos iniciais, ou seja, elásticos. Estes assentamentos podem ser estimados com recurso as expressões da Teoria da Elasticidade. O assentamento vertical elástico pode ser calculado pela expressão (6.25).

$$s = p \cdot B \cdot \frac{(1 - \nu^2)}{E_s} \cdot I_s \quad (6.25)$$

Onde:

$$p = N / (B \cdot L)$$

E_s Módulo de deformabilidade;

ν Coeficiente de Poisson;

I_s Factor que depende da geometria e rigidez da sapata, assim como do ponto onde se pretende conhecer o assentamento, dado pela expressão (6.26), para sapatas rígidas.

$$I_s = 0,92 + 0,56 \cdot \ln(L/B) \quad (6.26)$$

Segundo o ASCE [36], assentamento diferencial máximo admissível para torres eólicas é de 3mm/m.

6.9.4 DIMENSIONAMENTO DA ALTURA

A determinação da altura visa assegurar a resistência aos esforços de corte e/ou punção na sapata, sendo esta uma verificação de estabilidade interna.

Através da expressão (6.27), pode-se retirar uma altura útil aproximada.

$$d \geq \frac{(B - b)/2}{2} \quad (6.27)$$

Onde B representa a dimensão da sapata em planta, e onde b é a largura do fuste da sapata.

Segundo o R.E.B.A.P e norma espanhola EH80 a verificação ao punção deve ser feita em termos de esforços resistentes e actuantes.

$$V_{sd} \leq V_{rd} \quad (6.28)$$

Sendo o esforço actuante calculado através da expressão (6.29) e o esforço resistente através da expressão (6.30). Estando os elementos necessários ao cálculo representados na Figura 6.26.

$$V_{sd} = q_{sd} \cdot A_1 \quad (6.29)$$

$$V_{rd} = \eta \cdot \tau_1 \cdot d \cdot b_1 \quad (6.30)$$

Onde τ_1 vem definido no artigo 53º do REBAP e $\eta=(1,6-d)$.

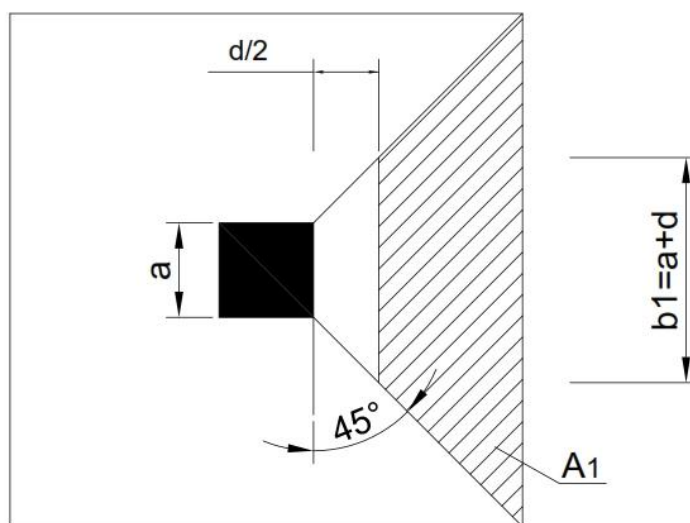


Figura 6.26 – Secção crítica da sapata

6.9.5 DIMENSIONAMENTO

Como já referido neste trabalho, não foi definido o local de implantação da torre, pelo qual não se saber quais as condições do terreno. Assim, foi admitido um solo arenoso compacto e com um ângulo de atrito igual a 35º, com um módulo de deformabilidade de 30 MPa e um peso volúmico de 18 kN/m³. Estes valores foram obtidos segundo correlações existentes [43].

As combinações de acções para o estado limite último (ELU) adoptadas no dimensionamento metálico foram adoptadas também para o cálculo das fundações. Relativamente às Combinações para o estado limite de serviço (ELS) foi adoptado o cálculo para combinações frequentes. Os valores das reacções nos apoios retiradas do programa de elementos finitos encontram-se no Quadro 6.21 e no Quadro 6.22.

Quadro 6.21 – Reacções da envolvente de esforços (ELU)

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN.m)	MY (kN.m)
-1257,02	-1257	8984	-161,46	161,39

Quadro 6.22 – Reacções da envolvente de esforços (ELS)

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
-827,06	-827,05	5920,44	-108,31	108,26

Através das expressões do capítulo 6.9.1 e 6.9.1.1 e, considerando uma sapata quadrada, obteve-se uma largura de 9 metros. Alguns dos cálculos são apresentados no Quadro 6.23.

Quadro 6.23 – Resumo de cálculos efectuados

Capacidade de Carga	
ϕ'_d	24°
N_q	9,60
N_c	19,32
N_γ	7,66
s_q	0,59
s_c	0,55
s_γ	0,70
i_c	0,46
i_q	0,52
i_γ	0,41
m	3,00
B' (m)	8,964
L' (m)	8,964
q_{ult} (kN)	179,10
Q_{ult} (kN)	14391,76
Q_d (kN)	10806,50
$B=L$ (m)	9,0

Relativamente, a verificação do deslizamento na base, não foi considerado o impulso passivo das terras, o coeficiente de atrito sapata/solo adoptado foi de 2/3 de ângulo de atrito. Os valores de cálculo podem ser observados no Quadro 6.24, e deles pode concluir-se que o deslizamento da base é verificado.

Quadro 6.24 – Resumo de cálculos efectuados

Deslizamento na base	
δ_d	16
N_{sd} (kN)	8984
S_d (kN)	2576,12
H_{sd} (kN)	1777,68

Relativamente a verificação dos assentamentos, as combinações usadas foram as do estado limite de serviço. E foi adoptado que o assentamento diferencial máximo é de 3mm/m. Considerando que, apenas um das sapatas sofre assentamento e que, a distância entre sapatas é de 28,14 metros, então o assentamento máximo possível é de 0,0845 metros. Os cálculos do assentamento da sapata mais solicitada encontram-se no Quadro 6.25. Conclui-se, assim, que estão verificados os assentamentos.

Quadro 6.25 – Calculo dos assentamentos

s (m)	p (kN/m ²)	ν	E_s (Mpa)	I_s	B (m)
0,018	73,09	0,3	30	0,92	9

Relativamente à altura da sapata, os cálculos efectuados levaram a uma altura útil de 0,9 metros, os resultados podem ser observados no Quadro 6.26. O betão utilizado no dimensionamento foi um C30/37. No cálculo, adoptou-se, para o fuste da sapata 2,5 metros de largura e 3,5 metros de altura.

Quadro 6.26 – Verificação da altura

V_{sd}		V_{rd}	
d (m)	0,9	H	1
q_{sd} (kN/m ²)	133,41	b_1 (m)	3,4
A_1 (m ²)	17,36	τ_1 (Mpa)	0,85
V_{sd} (kN)	2316,06	V_{rd} (kN)	2601

No dimensionamento da fundação, não foi calculada a armadura da sapata, visto, o objectivo principal do cálculo da fundação, ser conhecer o peso de betão a utilizar. Sendo que, o volume de betão da sapata é de 102,875 m³.

7

ANÁLISE COMPARATIVA COM ESTRUTURAS TUBULARES AUTO-SUPORTADAS

Neste capítulo será realizado um estudo comparativo entre uma torre tubular auto-suportada para suporte de um aerogerador e a torre dimensionada nesta dissertação, uma torre reticulada. Seguidamente, serão abordados aspectos de cada tipo de torre e, por fim será realizada uma comparação.

7.1 TORRES TUBULARES AUTO-SUPORTADAS

As torres tubulares auto-suportadas de aço soldado, hoje em dia, dominam o mercado das turbinas eólicas. Estas são constituídas por cilindros realizados em chapas de aço soldadas longitudinalmente, como se pode observar na Figura 7.1. Com soldaduras transversais são conectados os vários cilindros, de forma a se obter uma secção da torre. Cada secção termina com uma flange de aço em cada uma das extremidades, sendo as secções aparafusadas uma na outra, através das flanges.

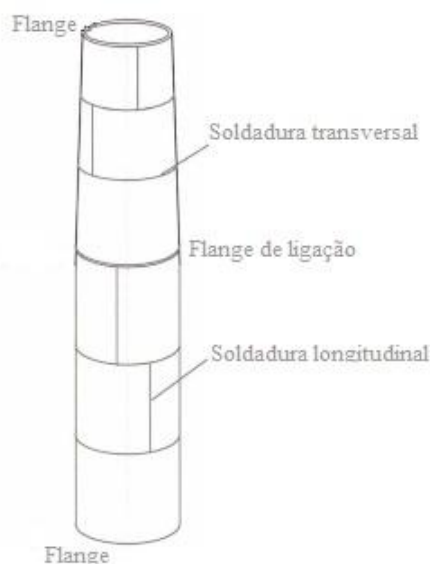


Figura 7.1 – Duas secções de torres tubulares de chapas soldadas [44]

A torre é dimensionada, principalmente à tensão e deformação, para os casos de carga extremos. Neste tipo de torres o aumento do diâmetro corresponde a uma redução da espessura da chapa, aumentando assim a tensão, mas diminuindo a margem de encurvadura.

O transporte terrestre deste tipo de secções está limitado mesmo sobre autorização especial, visto que as condições existentes para o transporte oferecem limitações. Sendo o *gabarit* das passagens inferiores e túneis uma das principais limitações para o transporte de secções de grandes diâmetros, sendo normalmente a limitação corresponde a: entre 4,5 metros e 3,5 metros. Até um certo ponto estas restrições podem ser neutralizadas com um aumento da espessura da chapa, no entanto, a torre vai então tornar-se menos económica. No Quadro 7.1, encontra-se a comparação entre duas torres de igual altura mas de secção e espessura diferentes. Os valores do quadro demonstram que, com a limitação do diâmetro, o peso da torre aumenta substancialmente.

Quadro 7.1 – Influência da restrição do diâmetro com o peso da torre [44]

Altura do Hub (m)	150	150
Diâmetro da base (m)	4,5	5,8
Espessura da chapa na base (mm)	75	43
Peso (ton)	610	551

Para a construção da torre são necessárias matérias e mão-de-obra, sendo o preço de construção calculado de 2,30 €/kg. Este preço corresponde ao preço de mercado de um relatório de 2010 e inclui material e mão-de-obra necessária para a realização do projecto. Assim, este preço inclui já chapa de aço, solda, flanges, parafusos, porcas, pintura [44].

7.2 TORRES RETICULADAS

As torres reticuladas/treliçadas têm sido muito utilizadas, em grande número, para turbinas eólicas pequenas, especialmente em países não europeus. Mais recentemente, algumas empresas europeias têm vindo a insistir sobre esta tecnologia de torres, para alcançar grandes alturas.

Este tipo de torres é, na maioria das vezes, consideravelmente mais leve que as torres baseadas em outras tecnologias. A explicação física para este fenómeno é a grande largura das secções inferiores, pois, a necessidade de material que leva ao aumento da pressão é inversamente proporcional à largura. Pelo contrário numa secção tubular de paredes finas o diâmetro é restringido, pois esta vai ao encontro da encurvadura. O risco de os membros individuais de uma torre treliçada sofrerem de encurvadura é controlado através da inserção de vários elementos de contraventamento que dão a torre treliçada uma aparência característica.

A utilização de torres treliçadas, para atingir grandes alturas do *hub*, tem as seguintes vantagens:

- Baixo peso e preço;
- Utilização de perfis galvanizados por imersão a quente;
- Transparência visual;
- Melhor comportamento perante a acção do vento;
- Benefícios na fabricação e logística de transporte.

Tendo no entanto também algumas desvantagens:

- O número elevado de parafusos, expostos ao ar livre, leva à necessidade de verificações periódicas;
- Podem existir problemas devido às propriedades dinâmicas da torre.

Relativamente a transparência visual, este é um aspecto controverso, especialmente devido a semelhança com torres de linhas de alta tensão, que, geralmente, são qualificadas como feias. As torres treliçadas são mais propensas a formação de crostas de gelo do que uma torre tubular, por isso este aspecto deve ser tomado em grande atenção aquando do dimensionamento. Em último recurso a evacuação da *Nacele* é realizada através de um cabo, o que na torre treliçada pode ser complicado devido à existência de vários elementos da torre.

Uma das vantagens das torres eólicas treliçadas está relacionada com o arrasto aerodinâmico, visto que a forma da torre cria menos sombra e menos ruído.

Uma das maiores vantagens das torres treliçadas são os seus benefícios no transporte e logística, visto que a torre é transportada da fábrica para o local de implantação desmontada. Assim, é possível realizar o transporte da torre em camiões perfeitamente normais, visto que, o tamanho máximo dos perfis utilizados nestes projectos é de 12 metros. Será neste caso necessário montar um estaleiro em obra onde a torre será montada por módulos no solo e, só depois, montada em altura com os vários módulos.

Segundo um relatório de 2010 o preço por quilograma para torres treliçadas deve ser igual ao das torres tubulares (2,30 €/kg), visto que, apesar do material ter menos custo, é necessário uma máquina especializada para cortar e perfurar os perfis [44].

7.3 COMPARAÇÃO ENTRE AS DUAS TORRES A NÍVEL ECONÓMICO

Os dados relativos à torre eólica tubular foram retirados de um estudo relativo a comparação de vários tipos de torres para suporte de aerogeradores [44]. De referir que a altura da torre tubular é de 150 metros e tem um diâmetro na base de 4,5 metros. O estudo foi realizado na Suécia pelo que as limitações de diâmetro oferecidas pelas estradas desse país são de 4,5 metros, e em Portugal, esse valor pode ser relativamente mais baixo.

Relativamente aos dados da torre treliçada, foram considerados os valores obtidos no dimensionamento deste projecto (Quadro 7.2). Foram adoptados alguns valores iguais aos da torre tubular, nomeadamente no que diz respeito ao levantamento da torre. Visto que o levantamento da torre treliçada é realizado por módulos treliçados (previamente montados no solo), o que não difere muito do levantamento dos módulos da torre tubular. No que diz respeito ao custo de transporte da torre, foi considerado metade do preço da torre tubular [44].

Quadro 7.2 – Resumo do dimensionamento

	kg	t
Peso da torre (com ligações e galvanização)	350422	350,422
Peso das fundações	1028750	1028,75

O preço utilizado para as fundações foi de 275 €/m³ sendo que este preço já inclui os materiais (betão e aço), a cofragem e a mão-de-obra.

O Quadro 7.3 serve para comparar os custos dos vários elementos constituintes da torre tubular e da torre treliçada.

Quadro 7.3 – Quadro comparativo de custos

1 - Torre		Torre Tubular (150 m)	Torre Treliçada (150m)
Diâmetro/Largura (topo/base)	m	3,0/4,5	2,64/28,15
Espessura (min/max)	mm	15/75	-
Peso	t	610	350,422
Frequência fundamental	Hz	0,19	0,47
<u>Total da torre</u>	1.000 €	1404	806
2 - Transporte			
Rotor e nacele	1.000 €	29	29
Torre	1.000 €	92	30
<u>Total do transporte</u>	1.000 €	121	59
3 - Levantamento			
Peso levantado	t	120	120
Horas de preparação (sem guindaste) (6 horas/levantamento)	h	46	46
<u>Total de Levantamento</u>	1.000 €	124	124
4 - Fundações			
Peso	t	3181	1028,75
<u>Total das fundações</u>	1.000 €	350	114
5 - Cabo para transporte de energia	1.000 €	74	74
6 - Preço do Aerogerador	1.000 €	2783	2783
<u>7 - Preço Total</u>	1.000 €	4855	3960

Como se pode observar o custo da torre treliçada é de, aproximadamente, 80% do custo da torre tubular. Tais diferenças devem-se essencial, ao peso da torre, ao transporte e as fundações, como se pode ver no gráfico da Figura 7.2.

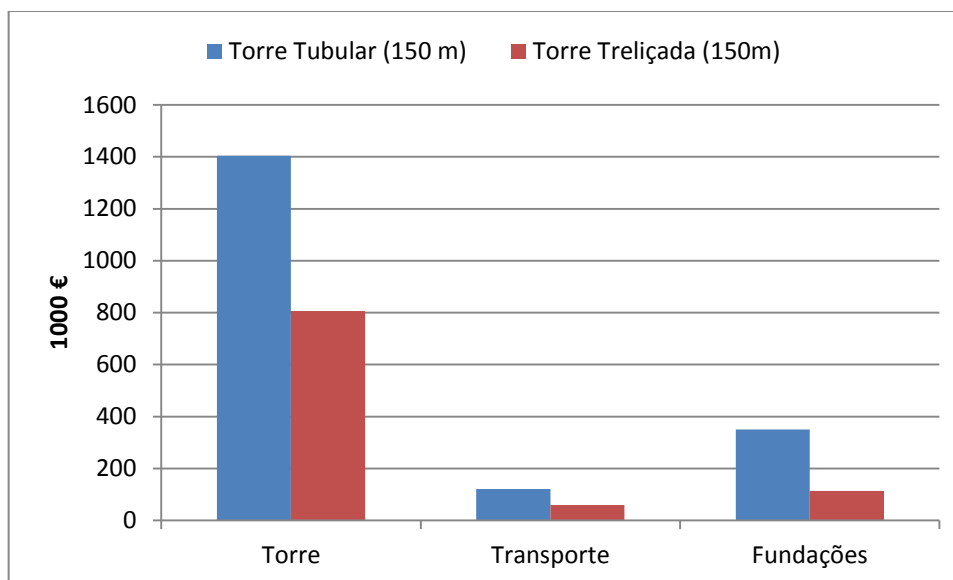


Figura 7.2 – Comparação de custos

Pode concluir-se, desta forma, que o peso total da torre treliçada é 60% do peso da torre tubular, e, o mesmo acontece ao custo, visto o custo por quilograma ser igual.

Relativamente ao transporte o custo final da torre treliçada é metade do custo da torre tubular, sendo que o custo de transporte da nacelle e do rotor ser igual para as duas torres. Esta redução de custos advém da montagem da torre no local da obra, pois deste modo não são praticamente necessários infra-estruturas de transporte especial.

As fundações representam a maior diferença a nível de custo, visto que as fundações de uma torre treliçada têm um custo de 33% das torres tubulares.

Como já referido anteriormente a torre tubular aqui, em comparação, é de 4,5 metros de diâmetro, pois esse é o diâmetro económico para a construção de uma torre tubular com 150 metros de altura. No entanto, a maior parte dos países não tem condições para o transporte de secções com este diâmetro, pois as estradas existentes apresentam barreiras físicas. Assim, pode-se afirmar que, a altura de torres tubulares encontra-se limitada aos 100 metros de altura em grande parte dos países.

As torres treliçadas podem, desta forma, atingir alturas muito superiores. Como já referido no capítulo 2, os ventos são mais constantes acima dos 100 metros, sendo então essa uma das vantagens de torres eólicas de grande altura. Este facto traduz-se em duas vantagens, pois, deste modo é possível uma produção de energia mais constante e, o desgaste do aerogerador é muito menor. Este segundo ponto é então muito importante, uma vez que existe uma redução considerável dos custos de manutenção do aerogerador.

8 CONCLUSÕES

Com os combustíveis fósseis cada vez mais escassos e cada vez mais caros, o Mundo procura uma solução que sirva o interesse do desenvolvimento económico e da preservação da natureza. Esta preocupação do Mundo está a originar uma procura crescente de fontes renováveis de energia.

Desta forma, a energia eólica assume um papel cada vez mais importante no panorama energético mundial, visto ser uma das fontes de energia renovável que menos impacto tem na natureza.

A crescente procura de energia eólica tem levado a um grande desenvolvimento da tecnologia dos aerogeradores e das torres de suporte, procurando-se uma maior produção energética, uma redução dos custos de instalação e uma manutenção mais barata.

Este trabalho incidiu, então, sobre a tecnologia das torres de suporte, desenvolvendo e analisando uma torre reticulada de 150 metros de altura para o suporte de aerogeradores. Pretende ainda, comparar os resultados obtidos com os de uma torre tubular auto-suportada.

A nível nacional, ainda não existe regulamentação para o dimensionamento de torres eólicas e a nível internacional a regulamentação existente dá especial ênfase ao dimensionamento de torres tubulares. Pelo que para o dimensionamento da torre treliçada foram considerados vários regulamentos, de vários países. Assim, foram usados o DNV, o ASCE/AWEA para as imposições relativas a torres eólicas, os Eurocódigos (EN 1991-1-4 e EN 1993-3-1) para o cálculo da acção do vento sobre a estrutura, o Eurocódigo 3 para o dimensionamento metálico.

Para o cálculo da acção do vento foi desenvolvido um programa baseado nos Eurocódigos e que facilitou o cálculo iterativo que o dimensionamento impunha.

O desenvolvimento da geometria e a modelação da estrutura revelaram-se bastante complexos, uma vez que envolveu 723 nós e 1172 barras. No processo de dimensionamento, e como era esperado, as acções dimensionantes foram a acção do vento e a acção do vento combinada com o gelo.

Os resultados obtidos, para a torre treliçada, foram bastante satisfatórios, visto conseguir-se uma economia de 40 % no custo da torre, relativamente a uma estrutura tubular com a mesma altura.

A utilização de torres treliçadas é vantajosa, não só no que diz respeito ao custo, mas também no que diz respeito à produção de energia. A altura de torres tubulares está limitada a 100 metros, aproximadamente, devido ao seu tipo de construção, deste modo, nas torres treliçadas, como não existe essa limitação de altura, é possível aumentar a altura do rotor, aumentando assim o rendimento da turbina eólica.

Devido à sua transparência, as torres treliçadas têm um impacto visual muito menor e um melhor comportamento perante a acção do vento.

Conclui-se então, que as torres treliçadas têm um custo reduzido relativamente às torres tubulares e, que esse custo, aliado ao aumento de produção de energia, faz com que a energia eólica em torres treliçadas se torne mais económica, visto que são reduzidos os custos de implantação e aumentada a eficiência energética.

BIBLIOGRAFIA

- [1] <http://www.energiasrenovaveis.com/>, 15/2/2012
- [2] C. M. Dias, Estudo comparativo de diferentes materiais para a construção de torres eólicas (Universidade de Aveiro, Portugal, 2009).
- [3] V. M. J. Maia, Análise e Dimensionamento de Torre Eólica Offshore: Estudo Paramétrico (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2009).
- [4] F.R. Martins, R.A. Guarnieri e E.B. Pereira, O aproveitamento da energia eólica (Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais, Brasil, 2007).
- [5] http://e2p.inegi.up.pt/relatorios/Portugal_Parques_Eolicos_201112.pdf, 15/2/2012
- [6] http://www.gwec.net/uploads/media/GWEC-PRstats-2011_20120206_06_1_.pdf, 20/2/2012
- [7] J. R. Ferreira, F. R. Martins, Ventos de mudança. A energia eólica em Portugal (Centro de Estudos de Geografia e Planeamento Regional Faculdade de Ciências Sociais e Humanas - Universidade Nova de Lisboa, Portugal, 2009).
- [8] R. M. G. Castro, Introdução à energia eólica (Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico, Portugal, 2009).
- [9] <http://www.windup.pt/?p=MenuPage&MenuId=4>, 20/2/2012
- [10] http://www.eneop.pt/subcanais_n1.asp?id_subcanal_n1=179&id_canal=110, 20/2/2012
- [11] <http://www.energiasrenovaveis.com/index.asp>, 20/2/2012
- [12] <http://www.geomundo.com.br/meio-ambiente-40137.htm>, 20/2/2012
- [13] R.B. Stull, *An introduction to Boundary Layer Meteorology* (Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 1988)
- [14] J.C. Kaimal and J.J. Finnigan, *Atmospheric Boundary Layer Flows: Their Structure and Measurement* (Oxford University Press, New York, 1994).
- [15] R. Gasch and J. Tvele (eds), *Wind Power Plants: Fundamentals, Design, Construction and Operation* (Solarpraxis AG, Alemanha, 2002).
- [16] T. Burton, D. Sharpe, N. Jenkins e E. Bossanyi, *Wind Energy Handbook* (John Wiley and Sons Ltd., First edição, 2001).
- [17] J. Manswell e D. Sharpe, *Wind Energy Explained* (John Wiley and Sons Ltd., First edição, 2002).
- [18] E. Hau, *Wind Turbines: Fundamentals, Technologies, Application, Economics* (Springer-Verlag Berlin Heidelberg, First edição, 2006).
- [19] <http://www.fuhrlaender.de/br/technik/fl-2500.html>, 14/3/2012
- [20] McClure, G, Earthquake-resistant design of towers (Meeting of IASS Working Group 4: Towers and Masts, Poland, 1999).
- [21] NP-EN-1991-1-4(2010), *Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-4: Acções do vento*, 2010, Comité Europeu de Normalização (CEN): Bruxelas.
- [22] EN-1993-3-1(2006), *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 3-1: Towers, masts and chimneys*, 2006, European Committee for Standardization (CEN): Brussels.

- [23] Davenport, A.G., *How can we simplify and generalize wind loads?* Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1995.
- [24] Travanca, R, *Torres para radiocomunicações. Patologias e dimensionamento* (Universidade de Aveiro, Portugal, 2010).
- [25] Smith, B, *Communication Structures* (Thomas Telford, London, 2007).
- [26] Standardization, I.O.f., *ISO 12494, in Atmospheric icing of structures*2001.
- [27] NP-EN-1998-1(2008), *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*, 2010, Comité Europeu de Normalização (CEN): Bruxelas.
- [28] EN-1998-6(2003), *Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 6: Towers,masts and chimneys*, 2003, European Committee for Standardization (CEN): Brussels
- [29] NP-EN-1993-1-1(2010), *Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, 2010, Comité Europeu de Normalização (CEN): Bruxelas.
- [30] D.Camotim, *Apontamentos Teóricos da Disciplina de Estruturas Metálicas e Mistas (Oarte de Metálicas*, 2006).
- [31] Stottrup-Andersen, U., *Masts and Towers*
- [32] <http://www.pressebox.com/pressreleases/w2e-wind-to-energy-gmbh/boxid/140207>, 17/5/2012
- [33] Júnior, C.F.C, *Análise numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações* (Engenharia Civil2000, Brasil, 2000)
- [34] R. T. Teixeira, R. C. Barros, *Analysis and Design of the Foundations of Wind-Turbo Generators by the Finite Element Method* (University of Porto , Portugal, 2004).
- [35] J. Santos e C. Rodrigues R.C. Barros R. Bessa, J. Martins, *Verificação da segurança de uma torre eólica Offshore* (V Congresso de Construção Metálica e Mista, Portugal, 2005).
- [36] R.C. Barros, *On the Structural Design of a Wind Offshore Tower* (Proceedings of M2D'20067-5th International Conference on Materials in Design, Portugal, 2006).
- [37] ASCE/AWEA, *Wind Turbine Support Structures*, 2011, ASCE/AWEA Committee: Virginia.
- [38] ACI 307-98, *Design and Construction of Reinforced Concrete Chimneys*, 1998, ACI Committee 307.
- [39] R. F. Almeida, R. C. Barros, *Análise do efeito dinâmico do vento em torres metálicas* (V Congresso de Construção Metálica e Mista, Portugal, 2005).
- [40] R. C. Barros, *Dimensionamento Estrutural de Mastros Metálicos* (Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, 2002).
- [41] R. C. Barros, *On the Aerodynamics of Metallic Masts* (Mechanika, 2002).
- [42] DNV/Risø, *Guidelines for Design of Wind Turbines*, 2002, Copenhagen
- [43] M. M. Fernandes, *Apontamentos da Disciplina de Mecânica dos solos* (FEUP, 2006).
- [44] S. Engstrom, T. Lyrner, M. Hassanzadeh, T. Stalin and J. Johansson, *Tall towers for large wind turbines* (Elforsk rapport 10:48, Sweden, 2010).

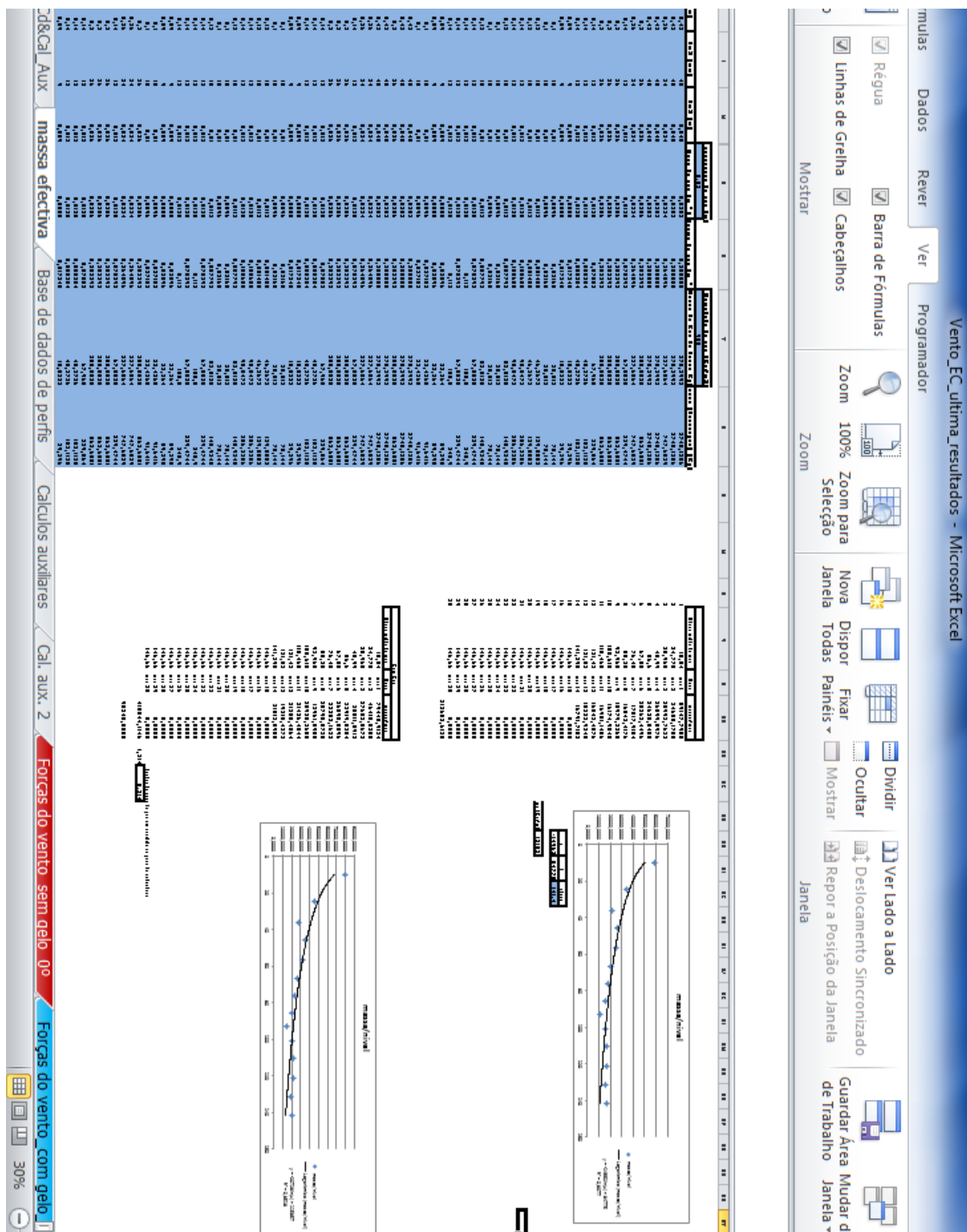
ANEXOS

ANEXO A1 – PROGRAMA DE CARACTERIZAÇÃO DA ACÇÃO DO VENTO

Vento_EC_ultima_resultados - Microsoft Excel										
Ficheiro Base Inserir Esquema de Página Fórmulas Dados Reverter Ver Programador										
Normal Esquema Pré-visualização de Vistas de Página Quebras de Página Personalizadas Inteiro										
Vistas de Livro										
Régua Linhas de Grelha Barra de Fórmulas Cabecinhos										
Mostrar										
Zoom 100% Zoom para Seleção										
Nova Janela Dispor Todas Fixar Painéis										
K7										
fx										
1	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
2	RESULTADOS									
3	Selecionar									
4										
5										
6										
7				FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	
8	18,6 2:W0	1016 1024 1031 1081		40,135						
9	30,95 2:W0	2009 2013 2017 2048		28,8325						
10	40,98 2:W0	3008 3011 3014 3041		23,2525						
11	51 2:W0	4015 4020 4025 4075		27,9175						
12	62,2 2:W0	5007 5012 5017 5043		28,595						
13	71,9 2:W0	6005 6009 6013 6032		23,8325						
14	81 2:W0	7005 7009 7013 7032		21,62						
15	89,7 2:W0	8006 8009 8014 8033		19,1575						
16	96,23 2:W0	9003 9006 9009 9021		13,6775						
17	105 2:W0	10003 10009 10011 10022		18,76						
18	115,93 2:W0	11003 11007 11011 11027		20,05						
19	126,93 2:W0	12004 12010 12012 12030		18,8175						
20	136,13 2:W0	13004 13008 13012 13031		14,77						
21	146,66 2:W0	14006 14013 14020 14027		14,7175						
22	18,6 3:W0G	1016 1024 1031 1081		45,9575						
23	30,95 3:W0G	2009 2013 2017 2048		33,01						
24	40,98 3:W0G	3008 3011 3014 3041		26,73						
25	51 3:W0G	4015 4020 4025 4075		31,9825						
26	62,2 3:W0G	5007 5012 5017 5043		32,585						
27	71,9 3:W0G	6005 6009 6013 6032		26,8075						
Pronto										
Dados Dados_robot Resultados Csc&Cal Aux massa efectiva Base de dados de perfis Calculos auxiliares Cal. aux. 2										
Coef. Peso Gelo 0,31										

Vento_EC_ultima_resultados - Microsoft Excel																
Ficheiro Base Inserir Esquema de Pagina Fórmulas Dados Revert Ver Programador																
Normal Esquema Pré-visualização de Vistas Ecrã Esquema de Pagina Quebras de Pagina Personalizadas Inteiro																
Vistas de Livro																
X7 8,69																
Estrutura toda																
Barras																
Nós																
Nós Principais																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																
Nós																

Vento_EC_u									
Ficheiro Base Inserir Esquema de Página Fórmulas Dados Rever Ver Programador									
Normal Esquema de Página Pré-visualização de Quebras de Página Vistas Personalizadas Ecrã Inteiro ☒ Régua ☒ Barra de Fórmulas ☒ Linhas de Grelha ☒ Cabeçalhos Mostrar Zoom									
I13 f_x									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
72									
73			cf	p	b	vm(zs)	n1	me	δa
74			3,070888	1,25	27,78	36,71051	1,03	13183,47	0,144145
75									
76									
77			δ	SL(z,n)	Rh	Rb	R^2		
78			0,194145	0,046335	0,051435	0,240044	0,014541		
79									
80									
81			n1	R^2	B^2	v			
82			1,03	0,014541	0,532835	0,167878			
83									
84									
85			v	T	Kp				
86			0,167878	600	3,234788				
87									
88									
89			Kp	Iv(zs)	B^2	R^2	Cd		
90			3,234788	0,176017	0,532835	0,014541	0,970051		
91									
92									
93			CsCd						
94			0,825452						
Pronto Dados Dados_robot Resultados CsCd&Cal_Aux massa efectiva Base de dados de									



Vento_EC_ultima_resultados - Microsoft Excel																		
Ficheiro Base Inserir Esquema de Página Fórmulas Dados Reverter Ver Programador																		
Normal Esquema Pré-visualização de Vistas Ecrã de Página Quebras de Página Personalizadas Inteiro																		
Vistas de Livro																		
Mostrar Régua Linhas de Grelha Cabecinhos																		
Zoom 100% Zoom para Seleção																		
Nova Janela Dispor Todas Fixar Painéis Ocultar																		
U6 1017																		
Calcular																		
Nós Principais																		
Nós																		
Nós																		
Z (m)																		
Z médio																		
1	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R
2																		
3																		
4																		
5																		
6																		
7																		
8																		
9																		
10																		
11																		
12																		
13																		
14																		
15																		
16																		
17																		
18																		
19																		
20																		
21																		
22																		
23																		
24																		
25																		
26																		
27																		
28																		
29																		
30																		
Dados Dados_robot Resultados CscdCal_Aux massa efectiva Base de dados de perfis Calculos auxiliares Cal. aux. 2 Forças do vé																		
Pronto Média: 1785,088833																		

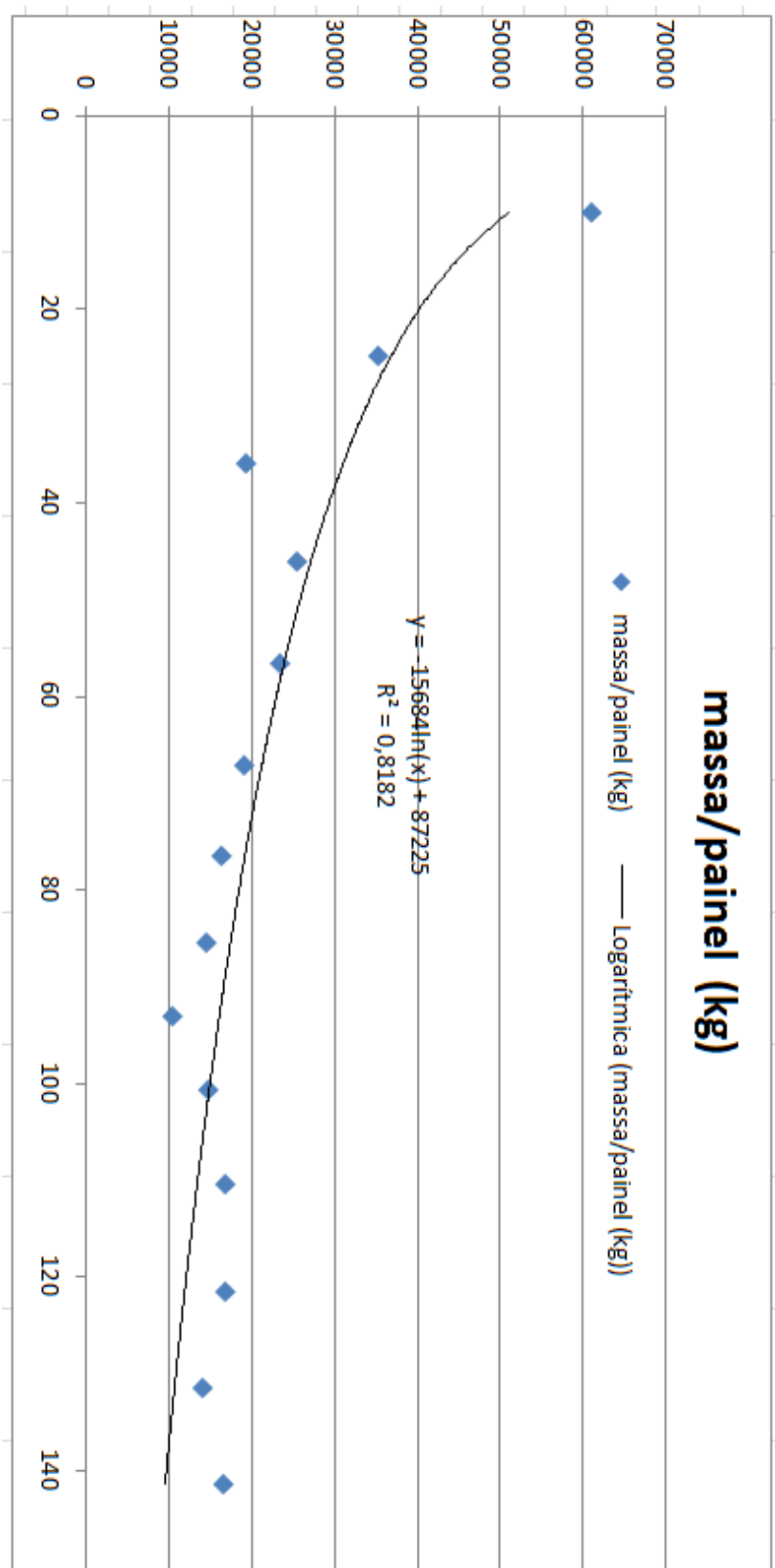
Base		Inserir	Esquema de Página	Fórmulas	Dados	Rever	Ver	Vento_EC_ultima_resultados - Microsoft Excel															
Pré-visualização de página		Vistas Personalizadas		☒ Régua	☒ Linhas de Grelha	☒ Cabeçalhos	☒ Zoom 100%	☒ Zoom para Seleção	☒ Nova Janela	☒ Dispor Todas	☒ Fixar Painéis	☒ Ocultar	☒ Ver Lado a Lado	☒ Deslocamento Sincronizado	Guardar Área de Trabalho								
Página Quebras de Página		Vistas de Livro		Mostrar		Zoom		Janela		Mostrar		Janela											
33		f _x		Elementos Estruturais																			
B		D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y
Sem Gelo																							
Elementos Estruturais																							
Elementos		AI	Ae	φ	K1	k2	Ka	αf,01	C1,S,0	αf,z	cd	Aref	ze	cr,ze	α,ze	v,ze	w,ze	qp,ze	α,ze	Em,W,km	FT,W,km		
Panel1		48,383	439,64	0,1101	0,55	0,200	1	3,35426	3,35426	3,3543	3,3543	48,383	78,6	0,8869	1	26,668	0,2423	1,1984	2,1305	72,137	760,54	FX=160,54(kN)	
Panel2		23,507	272,56	0,1083	0,55	0,200	1	3,36337	3,36337	3,3634	3,3634	23,507	30,95	0,9969	1	29,959	0,21569	1,40787	2,5029	55,67	715,33	FX=115,33(kN)	
Panel3		22,099	193,88	0,114	0,55	0,200	1	3,3344	3,3344	3,3344	3,3344	22,099	40,98	1,0591	1	31,772	0,20337	1,52913	2,7185	46,491	93,009	FX=93,01(kN)	
Panel4		26,634	163,14	0,1575	0,55	0,200	1	3,12282	3,12282	3,1228	3,1228	26,634	51	1,1062	1	33,186	0,19471	1,62647	2,8315	57,25	111,67	FX=111,67(kN)	
Panel5		25,828	164,42	0,1571	0,55	0,200	1	3,12462	3,12462	3,1246	3,1246	25,828	62,2	1,149	1	34,469	0,18747	1,71698	3,0524	59,326	114,38	FX=114,38(kN)	
Panel6		21,095	124,65	0,1692	0,55	0,200	1	3,06813	3,06813	3,0681	3,0681	21,095	71,9	1,1802	1	35,405	0,18251	1,78435	3,1722	50,707	95,329	FX=95,33(kN)	
Panel7		19,05	101,92	0,1669	0,55	0,200	1	2,98808	2,98808	2,9881	2,9881	19,05	81	1,2058	1	36,175	0,17862	1,84057	3,2721	46,558	86,485	FX=86,48(kN)	
Panel8		16,765	83,868	0,1939	0,55	0,200	1	2,93084	2,93084	2,9308	2,9308	16,765	89,7	1,2278	1	36,834	0,17542	1,88929	3,3587	41,667	76,629	FX=76,63(kN)	
Panel9		12,2	54,264	0,2248	0,55	0,225	1	2,82471	2,82471	2,8247	2,8247	12,2	96,23	1,243	1	37,289	0,17329	1,92316	3,419	29,947	54,706	FX=54,71(kN)	
Panel10		18,163	61,127	0,2975	0,55	0,297	1	2,54347	2,54347	2,5435	2,5435	18,163	105	1,2617	1	37,852	0,17071	1,96556	3,4943	41,414	75,036	FX=75,04(kN)	
Panel11		19,217	62,629	0,3068	0,55	0,307	1	2,51022	2,51022	2,5102	2,5102	19,217	115,93	1,2831	1	38,492	0,16787	2,01418	3,5808	44,67	80,202	FX=80,21(kN)	
Panel12		18,363	62,69	0,3539	0,55	0,360	1	2,33512	2,33512	2,3351	2,3351	18,363	126,93	1,3026	1	39,078	0,16535	2,05914	3,6607	42,263	75,266	FX=75,27(kN)	
Panel13		16,457	36,156	0,4552	0,55	0,455	1	2,07674	2,07674	2,0767	2,0767	16,457	136,13	1,3177	1	39,53	0,16346	2,09413	3,7229	33,378	59,078	FX=59,08(kN)	
Panel14		17,519	32,538	0,5384	0,55	0,462	1	1,90976	1,90976	1,9098	1,9098	17,519	146,66	1,3337	1	40,011	0,1615	2,13168	3,7897	33,476	58,872	FX=58,87(kN)	
Panel15		0	0	0	0	0,200	0					0	0	0,7072	1							FX=0(kN)	
Panel16		0	0	0	0	0,200	0					0	0	0,7072	1							FX=0(kN)	
Panel17		0	0	0	0	0,200	0					0	0	0,7072	1							FX=0(kN)	
Panel18		0	0	0	0	0,200	0					0	0	0,7072	1							FX=0(kN)	
Panel19		0	0	0	0	0,200	0					0	0	0,7072	1							FX=0(kN)	
Panel20		0	0	0	0	0,200	0					0	0	0,7072	1							FX=0(kN)	
Panel21		0	0	0	0	0,200	0					0	0	0,7072	1							FX=0(kN)	
Panel22		0	0	0	0	0,200	0					0	0	0,7072	1							FX=0(kN)	
Panel23		0	0	0	0	0,200	0					0	0	0,7072	1							FX=0(kN)	
Panel24		0	0	0	0	0,200	0					0	0	0,7072	1							FX=0(kN)	
Panel25		0	0	0	0	0,200	0					0	0	0,7072	1							FX=0(kN)	
Panel26		0	0	0	0	0,200	0					0	0	0,7072	1							FX=0(kN)	
Panel27		0	0	0	0	0,200	0					0	0	0,7072	1							FX=0(kN)	
Panel28		0	0	0	0	0,200	0					0	0	0,7072	1							FX=0(kN)	
Panel29		0	0	0	0	0,200	0					0	0	0,7072	1							FX=0(kN)	
Panel30		0	0	0	0	0,200	0					0	0	0,7072	1							FX=0(kN)	
Dados		Dados_robot	Resultados	CsCd&Cal_Aux	massa efectiva	Base de dados de perfis	Calculos auxiliares	Cal. aux. 2	Forças do vento_sem gelo_0o												Forças do vento_cor		

7

ANEXO A2 – MASSA EFECTIVA

Sem Gelo	
Painel	massa/painel (kg)
nível 1	60968,24
nível 2	35275,26
nível 3	19376,12
nível 4	25529,19
nível 5	23405,51
nível 6	19265,56
nível 7	16467,60
nível 8	14558,41
nível 9	10556,95
nível 10	14910,40
nível 11	16901,15
nível 12	16842,46
nível 13	14031,64
nível 14	16626,52

Com Gelo	
Painel	massa/painel (kg)
nível 1	81781,0236
nível 2	47148,0924
nível 3	25575,5764
nível 4	35096,4664
nível 5	31438,5228
nível 6	25367,0136
nível 7	21606,0392
nível 8	19032,7792
nível 9	13464,5716
nível 10	19458,6696
nível 11	21436,4544
nível 12	21288,4864
nível 13	17709,0592
nível 14	21065,6364



ANEXO A3 – QUANTIDADES DE PERFIS

	Número	Comprimento (m)	Peso unitário (kG/m)	Peso peça (kG)	Peso total (kG)
S 235					
2 CAEP 100x8	8	1,7	24,36	41,41	331
2 CAEP 100x8	8	3,5	24,36	85,26	682
2 CAEP 100x8	8	3,59	24,36	87,45	700
2 CAEP 100x8	8	3,63	24,36	88,42	707
2 CAEP 100x8	8	3,76	24,36	91,59	733
2 CAEP 100x8	8	3,85	24,36	93,78	750
2 CAEP 100x8	8	3,89	24,36	94,76	758
2 CAEP 100x8	8	3,95	24,36	96,22	770
2 CAEP 100x8	8	4,15	24,36	101,09	809
2 CAEP 100x8	8	4,34	24,36	105,72	846
2 CAEP 100x8	8	4,37	24,36	106,45	852
2 CAEP 100x8	8	4,4	24,36	107,18	857
2 CAEP 100x8	8	4,67	24,36	113,76	910
2 CAEP 100x8	8	4,89	24,36	119,12	953
2 CAEP 100x8	8	4,95	24,36	120,58	965
2 CAEP 100x8	8	5,14	24,36	125,21	1002
2 CAEP 100x8	8	5,34	24,36	130,08	1041
2 CAEP 100x8	8	5,69	24,36	138,61	1109
2 CAEP 100x8	8	5,9	24,36	143,72	1150
2 CAEP 100x8	8	6,17	24,36	150,3	1202
2 CAEP 100x8	4	6,2	24,36	151,03	604
2 CAEP 100x8	8	6,37	24,36	155,17	1241
2 CAEP 100x8	8	6,4	24,36	155,9	1247
2 CAEP 100x8	8	6,63	24,36	161,5	1292
2 CAEP 100x8	8	6,69	24,36	162,97	1304
2 CAEP 100x8	4	6,92	24,36	168,57	674
2 CAEP 100x8	4	9,69	24,36	236,04	944
2 CAEP 110x10	8	5,66	33,26	188,28	1506
2 CAEP 110x10	16	6,79	33,26	225,87	3614
2 CAEP 110x10	8	7,11	33,26	236,51	1892
2 CAEP 110x10	8	7,39	33,26	245,83	1967
2 CAEP 110x10	8	7,83	33,26	260,46	2084
2 CAEP 110x10	8	9,11	33,26	303,04	2424
2 CAEP 110x10	8	9,36	33,26	311,36	2491
2 CAEP 110x10	4	11,12	33,26	369,9	1480
2 CAEP 120x10	8	1,71	36,41	62,25	498
2 CAEP 120x10	4	2,77	36,41	100,84	403

2 CAEP 120x10	4	2,85	36,41	103,76	415
2 CAEP 120x10	16	6,79	36,41	247,19	3955
2 CAEP 120x10	4	6,85	36,41	249,38	998
2 CAEP 120x10	12	7,27	36,41	264,67	3176
2 CAEP 120x10	8	7,39	36,41	269,04	2152
2 CAEP 120x10	4	7,83	36,41	285,06	1140
2 CAEP 120x10	8	8,01	36,41	291,61	2333
2 CAEP 120x10	8	8,14	36,41	296,34	2371
2 CAEP 120x12	8	11,79	43,25	509,96	4080
2 CAEP 140x13	16	8,58	54,89	470,97	7535
2 CAEP 140x13	16	11,08	54,89	608,2	9731
2 CAEP 150x10	12	8,34	45,97	383,39	4601
2 CAEP 180x20	4	10,28	107,35	1103,54	4414
2 CAEP 180x20	4	11,79	107,35	1265,64	5063
CAEP 60x6	4	2,01	5,43	10,91	44
CAEP 60x6	8	2,22	5,43	12,05	96
CAEP 60x6	2	3,91	5,43	21,22	42
CAEP 60x6	4	5,54	5,43	30,06	120
CAEP 70x7	8	2,61	7,38	19,27	154
CAEP 70x7	8	3	7,38	22,14	177
CAEP 80x6	16	2,22	7,34	16,3	261
CAEP 80x6	8	2,44	7,34	17,92	143
CAEP 80x6	16	2,57	7,34	18,87	302
CAEP 80x6	8	2,61	7,34	19,16	153
CAEP 80x6	4	2,77	7,34	20,34	81
CAEP 80x6	8	3,07	7,34	22,54	180
CAEP 80x6	8	3,09	7,34	22,69	182
CAEP 80x6	4	3,14	7,34	23,06	92
CAEP 80x6	24	3,39	7,34	24,89	597
CAEP 80x6	16	3,43	7,34	25,18	403
CAEP 80x6	4	3,64	7,34	26,73	107
CAEP 80x6	8	5,21	7,34	38,25	306
CAEP 80x6	2	6,2	7,34	45,52	91
CAEP 80x6	4	6,28	7,34	46,11	184
CAEP 80x6	16	6,79	7,34	49,85	798
CAEP 80x6	8	6,86	7,34	50,37	403
CAEP 90x7	8	1,97	9,61	18,94	151
CAEP 90x7	16	2,61	9,61	25,09	401
CAEP 90x7	8	2,95	9,61	28,36	227
CAEP 90x7	16	3	9,61	28,84	461
CAEP 90x7	16	3,39	9,61	32,58	521
CAEP 90x7	8	3,47	9,61	33,35	267

CAEP 90x7	4	3,68	9,61	35,37	141
CAEP 90x7	8	3,74	9,61	35,95	288
CAEP 90x7	8	3,86	9,61	37,1	297
CAEP 90x7	8	6	9,61	57,67	461
CAEP 90x7	8	7,27	9,61	69,88	559
CAEP 90x7	4	7,36	9,61	70,74	283
CAEP 90x7	4	7,74	9,61	74,4	298
CAEP 90x9	8	1,57	12,19	19,13	153
CAEP 90x9	16	2,42	12,19	29,49	472
CAEP 90x9	8	2,92	12,19	35,59	285
CAEP 90x9	8	6,85	12,19	83,49	668
CAEP 90x9	8	7,62	12,19	92,87	743
CAEP 100x7	8	3,53	10,73	37,87	303
CAEP 100x7	4	3,64	10,73	39,05	156
CAEP 100x7	8	3,94	10,73	42,26	338
CAEP 100x7	8	4,22	10,73	45,27	362
CAEP 100x7	4	4,25	10,73	45,59	182
CAEP 100x7	8	4,29	10,73	46,02	368
CAEP 100x7	8	8,58	10,73	92,04	736
CAEP 100x8	8	3,92	12,18	47,74	382
CAEP 100x8	4	8,49	12,18	103,41	414
CAEP 100x9	8	3,81	13,62	51,88	415
CAEP 100x9	8	4,29	13,62	58,42	467
CAEP 100x10	16	3,3	15,04	49,63	794
CAEP 100x10	8	3,88	15,04	58,35	467
CAEP 110x10	8	3,14	16,63	52,23	418
CAEP 110x10	16	3,43	16,63	57,05	913
CAEP 110x10	8	3,98	16,63	66,2	530
CAEP 110x10	8	4,19	16,63	69,69	558
CAEP 110x10	8	4,35	16,63	72,35	579
CAEP 110x10	4	4,39	16,63	73,02	292
CAEP 110x10	8	4,41	16,63	73,35	587
CAEP 110x10	4	4,44	16,63	73,85	295
CAEP 110x10	8	4,52	16,63	75,18	601
CAEP 110x10	8	4,63	16,63	77,01	616
CAEP 110x10	8	4,7	16,63	78,17	625
CAEP 110x10	8	6,27	16,63	104,28	834
CAEP 110x10	4	8,88	16,63	147,69	591
CAEP 120x8	8	4,6	14,72	67,69	542
CAEP 120x8	4	4,85	14,72	71,37	285
CAEP 120x8	16	5,14	14,72	75,64	1210
CAEP 120x8	8	5,16	14,72	75,94	607
CAEP 120x8	4	5,21	14,72	76,67	307

CAEP 120x8	8	5,22	14,72	76,82	615
CAEP 120x8	8	10,28	14,72	151,28	1210
CAEP 120x10	8	8,82	18,2	160,55	1284
CAEP 130x12	4	5,54	23,53	130,38	522
CAEP 130x12	8	5,56	23,53	130,85	1047
CAEP 130x12	4	11,08	23,53	260,77	1043
CAEP 140x13	8	3,93	27,45	107,86	863
CAEP 140x13	8	5,81	27,45	159,46	1276
CAEP 140x13	8	5,89	27,45	161,65	1293
CAEP 140x13	16	5,9	27,45	161,93	2591
CAEP 140x13	4	6	27,45	164,67	659
CAEP 140x13	8	7,86	27,45	215,72	1726
CAEP 140x13	8	8,75	27,45	240,15	1921
Total por seção					
2 CAEP 100x8	204	1003	24,36	24432,57	24433
2 CAEP 110x10	68	524,8	33,26	17457,27	17457
2 CAEP 120x10	76	479,08	36,41	17441,26	17441
2 CAEP 120x12	8	94,32	43,25	4079,66	4080
2 CAEP 140x13	32	314,56	54,89	17266,61	17267
2 CAEP 150x10	12	100,08	45,97	4600,73	4601
2 CAEP 180x20	8	88,28	107,35	9476,7	9477
CAEP 60x6	18	55,78	5,43	302,68	303
CAEP 70x7	16	44,88	7,38	331,29	331
CAEP 80x6	154	583,48	7,34	4284,14	4284
CAEP 90x7	116	453,2	9,61	4356,1	4356
CAEP 90x9	48	190,4	12,19	2320,52	2321
CAEP 100x7	48	228,04	10,73	2446,18	2446
CAEP 100x8	12	65,32	12,18	795,58	796
CAEP 100x9	16	64,8	13,62	882,37	882
CAEP 100x10	24	83,84	15,04	1260,8	1261
CAEP 110x10	100	447,24	16,63	7438,63	7439
CAEP 120x8	56	324,56	14,72	4776,29	4776
CAEP 120x10	8	70,56	18,2	1284,39	1284
CAEP 130x12	16	110,96	23,53	2611,44	2611
CAEP 140x13	60	376,32	27,45	10328,35	10328
Total:					138174
S 355					
4 CAEP 200x24	8	6,27	284,56	1784,16	14273
4 CAEP 200x24	4	6,59	284,56	1875,22	7501
4 CAEP 200x24	8	8,69	284,56	2472,79	19782
4 CAEP 200x24	4	8,77	284,56	2495,55	9982

4 CAEP 200x24	4	8,84	284,56	2515,47	10062
4 CAEP 200x24	4	9,17	284,56	2609,37	10437
4 CAEP 200x24	4	9,22	284,56	2623,6	10494
4 CAEP 200x24	4	9,78	284,56	2782,95	11132
4 CAEP 200x24	8	10,18	284,56	2896,77	23174
4 CAEP 200x24	4	10,55	284,56	3002,06	12008
4 CAEP 200x24	4	10,95	284,56	3115,88	12464
4 CAEP 200x24	4	11,02	284,56	3135,8	12543
4 CAEP 200x24	4	11,29	284,56	3212,63	12851
Total por seção					
4 CAEP 200x24	64	585,84	284,56	166703,88	166704
Total:					166704
<u>Total Final</u>					<u>304878</u>

ANEXO A4 – ACÇÃO DO VENTO

Acção do Vento_sem gelo_0°

Sem Gelo												zmax	zmin	z0	z0,II	Kr	Cs(z,e)	Vp	p	qb	cscd
Elementos Estruturais		e	C1	C2																	
		0	2,25	1,5																	
Planéis	Níveis	Af	Ac	φ	K1	K2	Ke	cf,0,1	Cf5,0	cf,5	cf	Aref	ze	cr(z,e)	Cs(z,e)	Vn(z,e)	v(z,e)	qb(z,e)	Cs(z,e)	Fm,W(kN)	FT,W(kN)
Painel 1	nível 1	48,3828	439,6416	0,110051	0,55	0,200	1	3,3542598	3,3542598	3,35426	3,35426	48,3828	18,6	1,12459	1	33,73769	0,16895	1,5527288	2,760407	115,4512	215,665
Painel 2	nível 2	28,3306	272,5645	0,103941	0,55	0,200	1	3,3853737	3,3853737	3,385374	3,385374	28,3306	30,95	1,22134	1	36,6402	0,155567	1,7527802	3,116054	80,47446	143,8753
Painel 3	nível 3	20,7356	193,8799	0,106951	0,55	0,200	1	3,3700089	3,3700089	3,370009	3,370009	20,7356	40,98	1,274675	1	38,24025	0,149058	1,8675644	3,320115	63,86592	111,6914
Painel 4	nível 4	26,6344	169,1376	0,157472	0,55	0,200	1	3,1228151	3,1228151	3,122815	3,122815	26,6344	51	1,316236	1	39,48708	0,144351	1,9592275	3,483071	81,0549	139,4667
Painel 5	nível 5	24,7692	164,416	0,15065	0,55	0,200	1	3,1550149	3,1550149	3,155015	3,155015	24,7692	62,2	1,353957	1	40,6187	0,140329	2,0441029	3,633961	80,58336	136,7138
Painel 6	nível 6	20,6004	124,645	0,165273	0,55	0,200	1	3,0864484	3,0864484	3,086448	3,086448	20,6004	71,9	1,381492	1	41,44475	0,137533	2,1070704	3,745903	68,25802	114,6595
Painel 7	nível 7	17,7982	101,92	0,174629	0,55	0,200	1	3,0434645	3,0434645	3,043465	3,043465	17,7982	81	1,404134	1	42,12403	0,135315	2,1594895	3,839092	60,07368	100,1133
Painel 8	nível 8	16,0168	83,868	0,190976	0,55	0,200	1	2,9700297	2,9700297	2,97003	2,97003	16,0168	89,7	1,423519	1	42,70556	0,133472	2,2048227	3,919685	54,22323	89,7649
Painel 9	nível 9	11,9393	54,2643	0,220021	0,55	0,220	1	2,8447747	2,8447747	2,844775	2,844775	11,9393	96,23	1,43687	1	43,1061	0,132232	2,2362932	3,975632	39,4443	65,00576
Painel 10	nível 10	17,5262	61,1269	0,286718	0,55	0,287	1	2,5824346	2,5824346	2,582435	2,582435	17,5262	105	1,453442	1	43,60325	0,130724	2,275633	4,04557	53,78173	88,14865
Painel 11	nível 11	19,2168	62,6289	0,306836	0,55	0,307	1	2,5102216	2,5102216	2,510222	2,510222	19,2168	115,93	1,472257	1	44,1677	0,129054	2,3206729	4,125641	58,81426	95,80836
Painel 12	nível 12	18,9632	52,69	0,359901	0,55	0,360	1	2,3351209	2,3351209	2,335121	2,335121	18,9632	126,93	1,48948	1	44,6844	0,127561	2,3622518	4,199559	55,26025	89,52483
Painel 13	nível 13	15,7308	36,156	0,435081	0,55	0,435	1	2,1252282	2,1252282	2,125228	2,125228	15,7308	136,13	1,502775	1	45,08325	0,126433	2,3945759	4,257024	42,4685	68,51431
Painel 14	nível 14	18,4752	32,5377	0,567809	0,55	0,432	1	1,8639465	1,8639465	1,863946	1,863946	18,4752	146,66	1,516931	1	45,50794	0,125253	2,4292122	4,318599	44,57352	71,59527

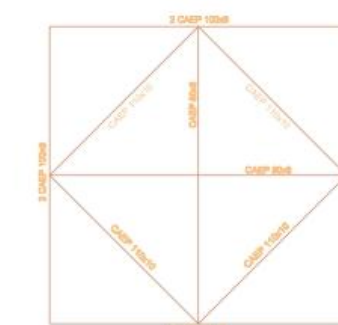
Acção do Vento_com gelo_0°																								
Com Gelo		e		C1	C2																			
Elementos Estruturais		0		2,25	1,5																			
Painel 1	nível 1	Af	Ac	φ	K1	K2	kø	cf,0,f	Cf,5,0	cf,s	cf	Aref	ze	cr (ze)	Cg (ze)	Vm (ze)	Iv (ze)	qp (ze)	Cg (ze)	Fm,W	FT,W	ρ	qb	cscd
Painel 2	nível 2	57,084	439,6416	0,129842	0,55	0,200	1	3,2554993	3,2554993	3,255499	3,255499	57,084	18,6	1,12459	1	33,73769	0,16895	1,5527288	2,760407	132,2035	246,9585			
Painel 3	nível 3	33,6066	272,5645	0,123298	0,55	0,200	1	3,2878124	3,2878124	3,287812	3,287812	33,6066	30,95	1,22134	1	36,6402	0,155567	1,7527802	3,116054	92,71015	165,7507			
Painel 4	nível 4	24,8724	193,8799	0,128288	0,55	0,200	1	3,2631439	3,2631439	3,263144	3,263144	24,8724	40,98	1,274675	1	38,24025	0,149058	1,8675644	3,320115	74,17806	129,7256			
Painel 5	nível 5	31,9968	169,1376	0,189176	0,55	0,200	1	2,9780126	2,9780126	2,978013	2,978013	31,9968	51	1,316236	1	39,48708	0,144351	1,9592275	3,483071	92,85882	159,777			
Painel 6	nível 6	29,7364	164,416	0,180861	0,55	0,200	1	3,0152212	3,0152212	3,015221	3,015221	29,7364	62,2	1,353957	1	40,6187	0,140329	2,0441029	3,633961	92,45695	156,858			
Painel 7	nível 7	24,3132	124,645	0,19506	0,55	0,200	1	2,9520172	2,9520172	2,952017	2,952017	24,3132	71,9	1,381492	1	41,44475	0,137533	2,1070704	3,745903	77,05131	129,4304			
Painel 8	nível 8	21,1342	101,92	0,207361	0,55	0,207	1	2,8985515	2,8985515	2,898551	2,898551	21,1342	81	1,404134	1	42,12403	0,135315	2,1594895	3,839092	67,93706	113,2177			
Painel 9	nível 9	19,024	83,868	0,226833	0,55	0,227	1	2,8163682	2,8163682	2,816368	2,816368	19,024	89,7	1,423519	1	42,70556	0,133472	2,2048227	3,919685	61,07171	101,1024			
Painel 10	nível 10	14,0429	54,2643	0,258787	0,55	0,259	1	2,6880089	2,6880089	2,688009	2,688009	14,0429	96,23	1,43687	1	43,1061	0,132232	2,2362932	3,975632	43,83742	72,24579			
Painel 11	nível 11	20,0706	61,1269	0,328343	0,55	0,328	1	2,4365662	2,4365662	2,436566	2,436566	20,0706	105	1,453442	1	43,60325	0,130724	2,275633	4,04557	58,11072	95,24389			
Painel 12	nível 12	21,9144	62,6289	0,349909	0,55	0,350	1	2,3663891	2,3663891	2,366389	2,366389	21,9144	115,93	1,472257	1	44,1677	0,129054	2,3206729	4,125641	63,22739	102,9973			
Painel 13	nível 13	21,6096	52,69	0,410127	0,55	0,410	1	2,1899337	2,1899337	2,189934	2,189934	21,6096	126,93	1,48948	1	44,6844	0,127561	2,3622518	4,199559	59,05675	95,67538			
Painel 14	nível 14	17,9204	36,156	0,495641	0,55	0,496	1	1,9887058	1,9887058	1,988706	1,988706	17,9204	136,13	1,502775	1	45,08325	0,126433	2,3945759	4,257024	45,2719	73,03704			
		21,0016	32,5377	0,645454	0,55	0,355	1	1,775782	1,775782	1,775782	1,775782	21,0016	146,66	1,516931	1	45,50794	0,125253	2,4292122	4,318599	48,27212	77,53607			

Sem Gelo		Acção do Vento _sem gelo_ 45°																											
Elementos Estruturais		θ C1 C2 2,25 1,5																											
Painéis	Níveis	At	Ac	φ	K1	K2	Ko	Ct.0.1	Ct5.0	Ct5	Ct	Aref	ze	cr (ze)	Cs (ze)	Va (ze)	W (ze)	qp (ze)	Cs (ze)	Fm (kN)	Ft (kN)	Fm (kN)	Ft (kN)	csd	qb	csd	xx	yy	
Panel 1	nível 1	48,3828	439,6416	0,110051	0,55	0,200	1,087915	3,3542598	3,3542598	3,649151	3,649151	48,3828	18,6	1,12459	1	33,73769	0,16895	1,5527288	2,760407	125,60115	233,52277	88,8134239	165,12533	88,8134239	165,12533				
Panel 2	nível 2	28,3306	272,5645	0,103941	0,55	0,200	1,087915	3,3853737	3,3853737	3,683	3,683	28,3306	30,95	1,22134	1	36,6402	0,155567	1,7527802	3,116054	87,549399	155,78863	61,9067737	110,1592	61,9067737	110,1592				
Panel 3	nível 3	20,7356	193,8799	0,106951	0,55	0,200	1,087915	3,3700089	3,3700089	3,666284	3,666284	20,7356	40,98	1,274675	1	38,24025	0,149058	1,8675644	3,320115	69,480715	120,93978	49,130285	85,51734	49,130285	85,5173396				
Panel 4	nível 4	26,6344	169,1376	0,157472	0,55	0,200	1,087915	3,1228151	3,1228151	3,397358	3,397358	26,6344	51	1,316236	1	39,48708	0,144351	1,9592275	3,483071	88,180862	151,01497	62,3532854	106,78371	62,3532854	106,783707				
Panel 5	nível 5	24,7692	164,416	0,15065	0,55	0,200	1,087915	3,1550149	3,1550149	3,432389	3,432389	24,7692	62,2	1,353957	1	40,6187	0,140329	2,0441029	3,633961	87,667876	148,03421	61,9905045	104,67599	61,9905045	104,67599				
Panel 6	nível 6	20,6004	124,645	0,165273	0,55	0,200	1,087915	3,0864484	3,0864484	3,357794	3,357794	20,6004	71,9	1,381492	1	41,44475	0,137533	2,1070704	3,745903	74,258949	124,1537	52,5090064	87,789921	52,5090064	87,7899207				
Panel 7	nível 7	17,7982	101,92	0,174629	0,55	0,200	1,087915	3,0434645	3,0434645	3,311032	3,311032	17,7982	81	1,404134	1	42,12403	0,135315	2,1594895	3,839902	65,355079	108,40301	46,2130194	76,652506	46,2130194	76,6525062				
Panel 8	nível 8	16,0168	83,868	0,190976	0,55	0,200	1,087915	2,9700297	2,9700297	3,231141	3,231141	16,0168	89,7	1,423519	1	42,70556	0,133472	2,2048227	3,919685	58,990277	97,197737	41,7124251	68,729179	41,7124251	68,729179				
Panel 9	nível 9	11,9933	54,2643	0,220021	0,55	0,220	1,096716	2,8447747	2,8447747	3,11991	3,11991	11,9933	96,23	1,43687	1	43,1061	0,132232	2,2362932	3,975632	43,259197	70,957872	30,5888714	50,174792	30,5888714	50,1747922				
Panel 10	nível 10	17,5262	61,1269	0,286718	0,55	0,287	1,126035	2,5824346	2,5824346	2,907911	2,907911	17,5262	105	1,453442	1	43,60325	0,130724	2,275633	4,04557	60,560094	98,79203	42,8224528	69,856514	42,8224528	69,8565144				
Panel 11	nível 11	19,2168	62,6289	0,306836	0,55	0,307	1,134878	2,5102216	2,5102216	2,848795	2,848795	19,2168	115,93	1,472257	1	44,1677	0,129054	2,3206729	4,125641	66,747008	108,21988	47,1972622	76,52301	47,1972622	76,5230103				
Panel 12	nível 12	18,9632	52,69	0,359901	0,55	0,360	1,158204	2,3351209	2,3351209	2,704547	2,704547	18,9632	126,93	1,48948	1	44,6844	0,127561	2,3622518	4,199559	64,002649	103,20082	45,2567071	72,979999	45,2567071	72,9799994				
Panel 13	nível 13	15,7308	36,156	0,435081	0,55	0,435	1,191252	2,1252282	2,1252282	2,531681	2,531681	15,7308	136,13	1,502775	1	45,08325	0,126433	2,3945759	4,257034	50,59066	81,234273	35,7729988	57,441305	35,7729988	57,4413053				
Panel 14	nível 14	18,4752	32,5377	0,567809	0,55	0,432	1,189981	1,8639465	1,8639465	2,218061	2,218061	18,4752	146,66	1,516931	1	45,50794	0,125253	2,4292122	4,318399	53,041646	84,796691	37,5061076	59,960315	37,5061076	59,9603151				

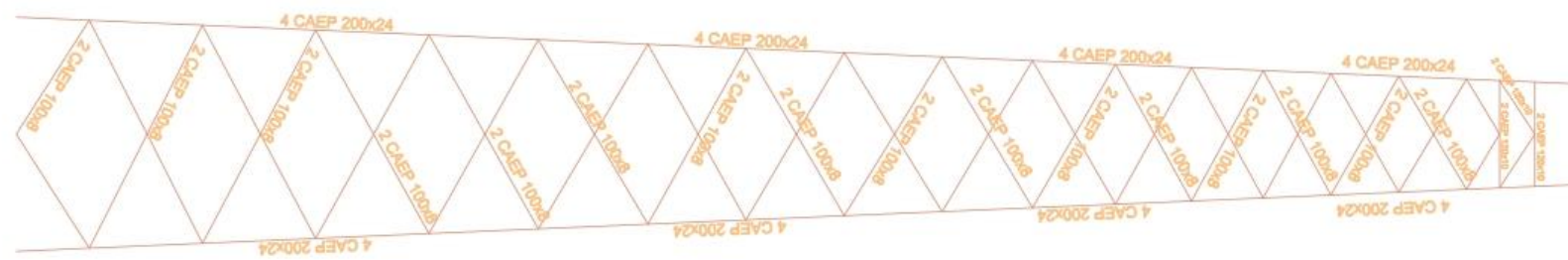
Acção do Vento_com gelo_45°

Com Celso																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
Elementos Estruturais		e		C1		C2		C3		C4		C5		C6		C7		C8		C9		C10		C11		C12		C13		C14		C15		C16		C17		C18		C19		C20		C21		C22		C23		C24		C25		C26		C27		C28		C29		C30		C31		C32		C33		C34		C35		C36		C37		C38		C39		C40		C41		C42		C43		C44		C45		C46		C47		C48		C49		C50		C51		C52		C53		C54		C55		C56		C57		C58		C59		C60		C61		C62		C63		C64		C65		C66		C67		C68		C69		C70		C71		C72		C73		C74		C75		C76		C77		C78		C79		C80		C81		C82		C83		C84		C85		C86		C87		C88		C89		C90		C91		C92		C93		C94		C95		C96		C97		C98		C99		C100		C101		C102		C103		C104		C105		C106		C107		C108		C109		C110		C111		C112		C113		C114		C115		C116		C117		C118		C119		C120		C121		C122		C123		C124		C125		C126		C127		C128		C129		C130		C131		C132		C133		C134		C135		C136		C137		C138		C139		C140		C141		C142		C143		C144		C145		C146		C147		C148		C149		C150		C151		C152		C153		C154		C155		C156		C157		C158		C159		C160		C161		C162		C163		C164		C165		C166		C167		C168		C169		C170		C171		C172		C173		C174		C175		C176		C177		C178		C179		C180		C181		C182		C183		C184		C185		C186		C187		C188		C189		C190		C191		C192		C193		C194		C195		C196		C197		C198		C199		C200		C201		C202		C203		C204		C205		C206		C207		C208		C209		C210		C211		C212		C213		C214		C215		C216		C217		C218		C219		C220		C221		C222		C223		C224		C225		C226		C227		C228		C229		C230		C231		C232		C233		C234		C235		C236		C237		C238		C239		C240		C241		C242		C243		C244		C245		C246		C247		C248		C249		C250		C251		C252		C253		C254		C255		C256		C257		C258		C259		C260		C261		C262		C263		C264		C265		C266		C267		C268		C269		C270		C271		C272		C273		C274		C275		C276		C277		C278		C279		C280		C281		C282		C283		C284		C285		C286		C287		C288		C289		C290		C291		C292		C293		C294		C295		C296		C297		C298		C299		C300		C301		C302		C303		C304		C305		C306		C307		C308		C309		C310		C311		C312		C313		C314		C315		C316		C317		C318		C319		C320		C321		C322		C323		C324		C325		C326		C327		C328		C329		C330		C331		C332		C333		C334		C335		C336		C337		C338		C339		C340		C341		C342		C343		C344		C345		C346		C347		C348		C349		C350		C351		C352		C353		C354		C355		C356		C357		C358		C359		C360		C361		C362		C363		C364		C365		C366		C367		C368		C369		C370		C371		C372		C373		C374		C375		C376		C377		C378		C379		C380		C381		C382		C383		C384		C385		C386		C387		C388		C389		C390		C391		C392		C393		C394		C395		C396		C397		C398		C399		C400		C401		C402		C403		C404		C405		C406		C407		C408		C409		C410		C411		C412		C413		C414		C415		C416		C417		C418		C419		C420		C421		C422		C423		C424		C425		C426		C427		C428		C429		C430		C431		C432		C433		C434		C435		C436		C437		C438		C439		C440		C441		C442		C443		C444		C445		C446		C447		C448		C449		C450		C451		C452		C453		C454		C455		C456		C457		C458		C459		C460		C461		C462		C463		C464		C465		C466		C467		C468		C469		C470		C471		C472		C473		C474		C475		C476		C477		C478		C479		C480		C481		C482		C483		C484		C485		C486		C487		C488		C489		C490		C491		C492		C493		C494		C495		C496		C497		C498		C499		C500		C501		C502		C503		C504		C505		C506		C507		C508		C509		C510		C511		C512		C513		C514		C515		C516		C517		C518		C519		C520		C521		C522		C523		C524		C525		C526		C527		C528		C529		C530		C531		C532		C533		C534		C535		C536		C537		C538		C539		C540		C541		C542		C543		C544		C545		C546		C547		C548		C549		C550		C551		C552		C553		C554		C555		C556		C557		C558		C559		C560		C561		C562		C563		C564		C565		C566		C567		C568		C569		C570		C571		C572		C573		C574		C575		C576		C577		C578		C579		C580		C581		C582		C583		C584		C585		C586		C587		C588		C589		C590		C591		C592		C593		C594		C595		C596		C597		C598		C599		C600		C601		C602		C603		C604		C605		C606		C607		C608		C609		C610		C611		C612		C613		C614		C615		C616		C617		C618		C619		C620		C621		C622		C623		C624		C625		C626		C627		C628		C629		C630		C631		C632		C633		C634		C635		C636		C637		C638		C639		C640		C641		C642		C643		C644		C645		C646		C647		C648		C649		C650		C651		C652		C653		C654		C655		C656		C657		C658		C659		C660		C661		C662		C663		C664		C665		C666		C667		C668		C669		C670		C671		C672		C673		C674		C675		C676		C677		C678		C679		C680		C681		C682		C683		C684		C685		C686		C687		C688		C689		C690		C691		C692		C693		C694		C695		C696		C697		C698		C699		C700		C701		C702		C703		C704		C705		C706		C707		C708		C709		C710		C711		C712		C713		C714		C715		C716		C717		C718		C719		C720		C721		C722		C723		C724		C725		C726		C727		C728		C729		C730		C731		C732		C733		C734		C735		C736		C737		C738		C739		C740		C741		C742		C743		C744		C745		C746		C747		C748		C749		C750		C751		C752		C753		C754		C755		C756		C757		C758		C759		C760		C761		C762		C763		C764		C765		C766		C767		C768		C769		C770		C771		C772		C773		C774		C775		C776		C777		C778		C779		C780		C781		C782		C783		C784		C785		C786		C787		C788		C789		C790		C791		C792		C793		C794		C795		C796		C797		C798		C799		C800		C801		C802		C803		C804		C805		C806		C807		C808		C809		C810		C811		C812		C813		C814		C815		C816		C817		C818		C819		C820		C821		C822		C823		C824		C825		C826		C827		C828		C829		C830		C831		C832		C833		C834		C835		C836		C837		C838		C839		C840		C841		C842		C843		C844		C845		C846		C847		C848		C849		C850		C851		C852		C853		C854		C855		C856		C857		C858		C859		C860		C861		C862		C863		C864		C865		C866		C867		C868		C869		C870		C871		C872		C873		C874		C875		C876		C877		C878		C879		C880		C881		C882		C883		C884		C885		C886		C887		C888		C889		C890		C891		C892		C893		C894		C895		C896		C897		C898		C899		C900		C901		C902		C903		C904		C905		C906		C907		C908		C909		C910		C911		C912		C913		C914		C915		C916		C917		C918		C919		C920		C921		C922		C923		C924		C925		C926		C927		C928		C929		C930		C931		C932		C933		C934		C935		C936		C937		C938		C939		C940		C941		C942		C943		C944		C945		C946		C947		C948		C949		C950		C951		C952		C953		C954		C955		C956		C957		C958		C959		C960		C961		C962		C963		C964		C965		C966		C967		C968		C969		C970		C971		C972		C973		C974		C975		C976		C977		C978		C979		C980		C981		C982		C983		C984		C985		C986		C987		C988		C989		C990		C991		C992		C993		C994		C995		C996		C997		C998		C999		C1000		C1001		C1002		C1003		C1004		C1005		C1006		C1007		C1008		C1009		C1010		C1011		C1012		C1013		C1014		C1015		C1016		C1017		C1018		C1019		C1020		C1021		C1022		C1023		C1024		C1025		C1026		C1027		C1028		C1029		C1030		C1031		C1032	

ANEXO A5 – DESENHOS DA TORRE



Esquema 2 da torre
Sem escala



Esquema 3 da torre
Sem escala