



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Aspetos de dimensionamento de torres eólicas tubulares em aço

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Mecânica Estrutural,

Autor

Herman Jedião Mendes Dumbly

Orientador

Prof. Dr. Carlos Alberto da Silva Rebelo

Prof. Dr. Paulo Miguel Cunha Matos Lopes Pinto

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, julho de 14

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a Deus por me ter dado saúde para completar mais uma etapa da minha jornada. Agradecer aos meus Pais pelo que fazem por mim, e a minha avó e ao meu tio Zeca Ngola pelo contributo que deram na minha educação.

Agradecer aos meus irmãos e amigos que sempre me apoiaram e ajudaram nessa jornada tais como: Jorgette e Lúcia Dumby, Haig Gonçalves, Rui Farinha, Diogo Forte, João Pinto Costa, Edvandro Cravid, João Gonçalves, Meyse d'Alva, Vilma Marta, Pedro Vando Manuel, Nadia Bica, Paula Moço, Emanuel Petruska, João Costa, Pedro Martins, aos Madeirenses, ao Professor Doutor Paulo Providencia e ao Departamento Engenharia Civil e a todos os que indiretamente me ajudaram.

Evidentemente não podia deixar de agradecer e com muita gratidão ao Professor Doutor Carlos Alberto da Silva Rebelo e ao Professor Doutor Paulo Miguel Cunha Matos Lopes Pinto pela orientação e disponibilidade que sempre me dispensaram para realização deste trabalho.

RESUMO

Uma fonte renovável com baixo impacto ambiental, para produção de energias alternativas aos métodos convencionais é a energia eólica. Tem obtido muitos bons resultados, já amplamente demonstrados, e é captada através de turbinas eólicas que se encontram no topo de torres. A torre tubular em aço é o tipo de torre mais usado, facto que advém da rápida montagem no local, mesma rigidez de flexão em todas as direções, e bom comportamento a torção, fazendo com que essas torres sejam alvo de otimização. As torres estão sujeitas principalmente a ações cíclicas, geradas pelo vento e pelo funcionamento da turbina, que podem levar à sua rutura por fadiga, ou por instabilidade da casca metálica em virtude da minimização da sua espessura.

Esta tese tem como principal objetivo a sistematização de procedimentos de análise e dimensionamento, para que possam ser utilizados no desenvolvimento de guias de dimensionamento para torres eólicas tubulares em aço, tendo em conta os Eurocódigos, outras normas aplicáveis, e a mais recente investigação tendo em conta o melhoramentos de ligação. O documento incide sobre os procedimentos de projeto para a verificação da estabilidade da casca, fadiga, incluindo ligações em flange e por atrito. O documento apresenta sistematicamente as metodologias e procedimentos de projeto ilustrados com exemplos numéricos. É feita uma comparação entre ligações em flange convencionais e ligações de atrito, ilustrando-o com o exemplo numérico de uma torre eólica com 80 m de altura.

As ações consideradas no dimensionamento do exemplo apresentado incluem o peso próprio, tanto dos elementos estruturais como dos elementos de produção de energia, e a ação do vento a incidir sobre as pás do rotor e sobre a torre.

ABSTRACT

Wind energy is a renewable source with low environmental impact and constitutes nowadays a real alternative to conventional energy sources. Its effectiveness, both technical and economical has been widely demonstrated, through the technical evolution of modern wind turbines mounted on top of towers. The tubular steel tower type is the most used. Its advantages in comparison with other types of towers, arise from the short time necessary for assemblage on site, high degree of pre-fabrication and pre-assemblage of internal components, same bending stiffness in all directions, good torsional resistance and stiffness. The towers are subjected to cyclic loads generated by wind and operation of the turbine, and to extreme wind speeds making them prone to failure induced by fatigue or instability of the shell.

This thesis has the main objective of providing design guidance for steel tubular wind towers based on the Eurocodes and other applicable codes, and on the recent research concerning the improvement of connections. The document will focus on the design procedures for verification of stability and fatigue of the shell, including flange and friction connections. It presents systematically the design methodologies and procedures illustrated with numerical examples. Comparison is made between conventional (flange connections) and the new tower design (friction connections), illustrating it with a numerical example of a complete wind tower with 80 m.

The actions considered in the design include the self-weight of both structural elements and turbine, and the wind acting on the rotor and the tower.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	ii
RESUMO.....	iii
ABSTRACT	iv
ÍNDICE.....	v
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS.....	viii
ABREVIATURAS	ix
SIMBOLOGIA	x
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento geral	1
1.1.1 Vantagens da energia eólica	1
1.1.2 Desvantagens da energia eólica.....	2
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Estrutura da dissertação	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E ESTADO DA ARTE.....	4
2.1 Origem das torres eólicas.....	4
2.2 A energia eólica em Portugal, Europa e no mundo	4
2.3 A Torre.....	6
2.3.1 Torre tubular em aço.....	7
2.3.2 Torre de betão	9
2.3.3 Torre híbrida	10
2.3.4 Torre treliçada.....	11
2.3.5 Torre de madeira.....	12
2.4 Normas.....	13
2.4.1 IEC 61400.....	14
2.4.2 DIBt	14
2.4.3 Eurocódigos	15
3 DEFINIÇÃO DAS AÇÕES.....	16
3.1 Situações de projeto	16
3.2 Ações gravíticas	17
3.3 Ações do vento.....	17
3.4 Espectros de fadiga	18
3.5 Temperatura	18
3.6 Quantificação das ações.....	19
4 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE TORRES EÓLICAS	21

4.1	Análise Global	21
4.2	Estabilidade da casca	21
4.2.1	LS1: Limite plástico	21
4.2.2	LS2: Plasticidade cíclica.....	22
4.2.3	LS3: Encurvadura	22
4.2.4	LS4: Fadiga.....	23
4.2.5	Esquema de dimensionamento	23
4.2.6	Teoria de membrana	23
4.2.7	Condições de fronteira.....	24
4.2.8	Verificação.....	24
4.3	Variações das secções	27
4.4	Encurvadura	27
4.5	Limite da fadiga	30
4.6	Ligações	31
4.6.1	Efeito da fadiga nas ligações	31
4.6.2	Ligações em flange	32
4.6.3	Ligações por atrito	40
4.6.4	TCB	43
4.7	Deformações e rotações	44
5	CASO DE ESTUDO DE UMA TORRE METÁLICA DE 80M	45
5.1	Característica geométrica e dos materiais da torre	45
5.2	Ações a considerar no dimensionamento.....	47
5.3	Valor de referência do vento ao longo da altura da torre.....	50
5.4	Encurvadura	51
5.5	Fadiga.....	59
5.6	Ligações	60
5.6.1	Ligação em flange	60
5.6.2	Ligação por atrito.....	64
5.7	Análise de resultados	65
6	CONCLUSÃO.....	67
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	68

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Fabricação da secção da torre, HAU 2006.	8
Figura 2.2 – Torre tubular de aço com 80m (REPOWER MM92).	9
Figura 2.3 – Torre de betão, (Enercon).	10
Figura 2.4 – Torre híbrida aço-betão com 100m de altura, (GE Energy).	11
Figura 2.5 – Torre treliçada em aço com 160m de altura (SeeBA).	12
Figura 2.6 – Torre de madeira com 100m de altura, (TimberTower).	13
Figura 3.1 – Sistema de eixos utilizados para torres eólicas, [Rebello C. 2012].	17
Figura 3.2 – Modelos de temperatura	19
Figura 4.1 - Visão geral do processo de projeto de uma torre eólica.	23
Figura 4.2 - Geometria do cilindro, tensões de membrana e as tensões resultantes.	25
Figura 4.3 – Tensões na casca devido o esforço axial e ao momento fletor.	26
Figura 4.4 – Tensões de corte devido à torção e ao esforço transversal.	26
Figura 4.5 – Pressão real do vento na torre (à esquerda), pressão equivalente (à direita).	27
Figura 4.6 - Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensões normais.	30
Figura 4.7 – Flanges na torre eólica.	32
Figura 4.8 – Relação entre a força no parafuso e a força aplicada [Husson W. 2008].	33
Figura 4.9 – Modos de rutura de uma flange segundo Petersen [Husson W. 2008].	34
Figura 4.10 – Novos modos de rutura das flanges segundo [Husson W. 2008].	34
Figura 4.11 – Modelo da força excêntrica [Husson W. 2008].	40
Figura 4.12 – Proposta de ligação por atrito.	41
Figura 4.13 – Parafuso TCB [Husson W. 2008].	44
Figura 4.14 – Modo de aperto do parafuso [Husson W. 2008].	44
Figura 5.1 – Propriedades dos parafusos das flanges	45

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 - Emissões de CO ₂ de várias formas de energia [ENOP, Março,2014].	2
Tabela 2.1 - Capacidade de produção de energia eólica em Portugal [ENOP, Março,2014].	5
Tabela 2.2 - Consumo de energia eólica a nível europeu [ENOP, Março,2014].	5
Tabela 2.3 - Crescimento da capacidade de energia eólica na Europa e no Mundo [ENOP, Março,2014].	6
Tabela 3.1 - Ações de dimensionamento para o vento, não majoradas no topo da torre.	19
Tabela 3.2 - Ações de dimensionamento para o vento, não majoradas na base da torre.	20
Tabela 3.3 - Ações de dimensionamento para a fadiga, não majoradas.	20
Tabela 4.1 – Resistência dos estados limites últimos para os diferentes modos de rutura.	35
Tabela 5.1 – Verificações efetuadas	66
Tabela 5.2 – Resistência das ligações	66

ABREVIATURAS

CEN – Comité Europeu de Normalização
CO₂ – Dióxido de carbono.
DEL – Ação de dano equivalente.
DGEG - Direção Geral da Energia e Geologia
DIBt – Instituto Alemão de Tecnologia de Construção
DS - Norma Dinamarquesa
EC – Eurocódigos ou EN 1991 1-1
ENOP – Eólicas de Portugal
EUA – Estados Unidos da América
EWEA – European Wind Energy Association,
FSC - Conselho de Gestão Florestal
GMNA - Análise geométrica e materialmente não linear
GNA – Análise geometricamente não linear
GmbH - Sociedade de responsabilidade limitada
GWEC – Global Wind Energy Council
IEC – Comissão Eletrotécnica Internacional
KW - Quilowatt
LA - Análise elástica linear
LBA - Análise elástica linear com bifurcação
MW – Megawatt
MNA - Análise materialmente não linear
NEN - Netherlands Standardization Institute
Nacelle – Componente da turbina eólica
NREL – National Renewable Energy Laboratory
PEFC - Programa para o Reconhecimento de Certificação Florestal
UE – União Europeia
TCB – Tension Control Bolts

SIMBOLOGIA

A	Área de uma secção transversal
A_s	Área do parafuso,
a	Distância a partir do eixo do parafuso para o bordo da flange;
a_k	Distância entre a anilha e o interior da casca
a_k	Distância entre a anilha e o seguimento
b	Distância a partir do eixo do parafuso até o meio do plano casca;
b_D'	Distância entre o eixo do parafuso até o ponto de plastificação na casca ou na flange;
b_D'	Distância entre o meio da anilha até o ponto plastificação na casca ou flange;
c	Largura do seguimento,
c'	Largura do seguimento menos o diâmetro do parafuso,
d_H	Diâmetro do parafuso,
d_W	Diâmetro da anilha,
E	Módulo de elasticidade
f_y	Tensão de cedência
F_p, c	Força de pré-esforço
F_x	Esforço axial
F_{Ed}	Valor de cálculo da carga que atua na estrutura
f_{ub}	Tensão de rutura a tração do parafuso.
I	Momento de inércia
k_x	Parâmetro de interação da encurvadura da pela tensão meridional
k_θ	Parâmetro de interação da encurvadura dada pela tensão circunferencial
k_τ	Parâmetro de interação da encurvadura dada pela tensão tangencial
k_i	Parâmetro de interação da encurvadura que relaciona a tensão meridional e circunferencial
l	Comprimento do cilindro
m	Inclinação da curva no DEL
$M_{y,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo y-y
$M_{z,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo z-z
N_{Rd}	Valor de cálculo do esforço normal resistente
$M_{y,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente, em relação ao eixo y-y
$M_{z,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente, em relação ao eixo z-z
M_{Rk}	Valor característico do momento fletor resistente da secção transversal condicionante
M_t	Momento torsor
$N_{t,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente de tracção
$N_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta
n	Fator de introdução de carga,
n_s	Número mínimo de parafusos necessários na ligação

n_{linha}	Número máximo de linhas parafusos
N_{ref}	Série ciclos de referência
N_i	Série ciclos
r	Raio do Cilindro
V	Esforço transverso
$Z_{s,Re}$	Resistência ao deslizamento.
$Z_{net,el,Rd}$	Resistência elástica da seção transversal da casca
α	Fator de redução de imperfeição elástica
σ_x	Tensão meridional
$\sigma_{x,Ed}$	Tensão meridional atuante
$\sigma_{x,Rd}$	Tensão meridional resistente
σ_θ	Tensão circunferencial
$\sigma_{\theta,Ed}$	Tensão circunferencial atuante
$\sigma_{\theta,Rd}$	Tensão circunferencial resistente
$\tau_{x\theta,Ed}$	Tensão tangencial atuante
$\tau_{x\theta,Rd}$	Tensão tangencial resistente
γ_{M0}	Coefficiente parcial de segurança para a resistência de secções de qualquer classe
γ_{M1}	Coefficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura
γ_{M2}	Coefficiente parcial de segurança para a resistência para as ligações
γ_{M3}	Coefficiente parcial de segurança para a resistência para as ligações
w_{pl}	Módulo de flexão plástico de uma secção transversal
χ	Coefficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado
δ_B	Resiliência do parafuso,
$\Delta T_M, \Delta T_N$	Variação da temperatura
λ_0	Limite de esmagamento da delgadez relativa.
λ	Esbelteza relativa da casca
μ	Coefficiente de atrito entre as placas.
q_{eq}	Pressão equivalente do vento
$q_{w,max}$	Pressão do vento máxima
Φ	Fator de carga,
δ_j	Resiliência da ligação,
ΔF_B	Variação da força na relação entre a casca e a carga do parafuso
$\sigma_{N,U}$	Tensão de projeto final

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento geral

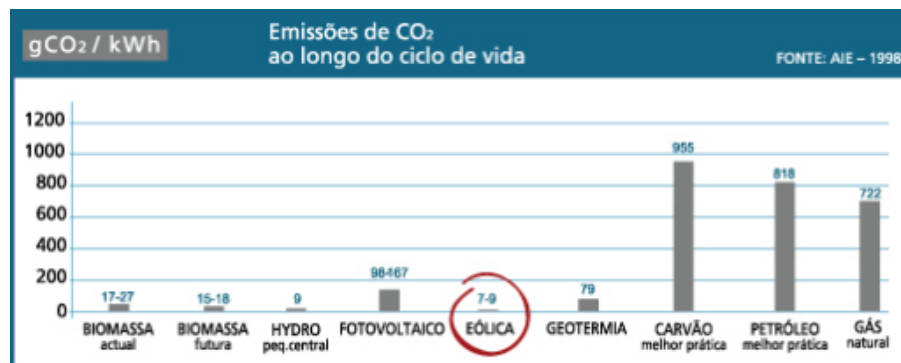
No século XXI, uma das fontes de energia promissora, limpa, renovável e inesgotável é a energia eólica. A energia eólica representa o aproveitamento da energia cinética contida no vento para produzir energia mecânica através da rotação das pás, que pode seguidamente ser transformada em energia elétrica por um gerador elétrico. Dado o seu crescimento exponencial, muitos países pretendem até 2030 satisfazer 20% da sua necessidade energética à custa da energia eólica [ASW, 2009].

1.1.1 Vantagens da energia eólica

A energia eólica produz eletricidade a um custo conhecido, que não depende das variações futuras do preço dos hidrocarbonetos.

A energia eólica é uma fonte de energia descentralizada que cria atividade económica e empregos em zonas rurais.

O funcionamento de uma turbina eólica não produz nem emissões tóxicas ou poluentes nem lixo, e permite a continuação de atividades (por exemplo agrícolas) no terreno envolvente; mesmo quando se considera todo o ciclo de vida de uma central elétrica (construção, exploração, desmantelamento), a energia eólica é, de longe, a fonte com o menor impacto ambiental, nomeadamente em termos de emissões de gases com efeito estufa, responsáveis pelas alterações climáticas Tabela 1.1.

Tabela 1.1 - Emissões de CO₂ de várias formas de energia [ENOP, Março,2014].

1.1.2 Desvantagens da energia eólica

O maior inconveniente da energia eólica, tal como da energia solar, é a sua intermitência. O vento não sopra sempre à mesma velocidade e não sopra sempre quando a procura de eletricidade é maior. Este inconveniente mitiga-se num sistema elétrico em que a energia eólica ocupa uma posição minoritária, utilizando centrais flexíveis como as centrais a gás para compensar os momentos em que o recurso eólico é reduzido.

1.2 Objetivos

Quando as grandes turbinas eólicas experimentais foram construídas no início dos anos oitenta do século XX, também foram feitas as primeiras tentativas para desenvolver regras e regulamentos para o cálculo das ações e para a verificação da segurança dos diversos componentes das turbinas eólicas incluindo as torres de suporte e respetivas fundações. Muitos dos desenvolvimentos efetuados devem-se a entidades de certificação que atuam muitas vezes, também, em colaboração com técnicos, instituições científicas e empresas de fabrico. Alguns países pioneiros no desenvolvimento destes equipamentos desenvolveram normas e regulamentos nacionais, como por exemplo na Holanda (NEN 6069) em 1988 e na Dinamarca (DS 472), em 1992. As regras iniciais foram posteriormente desenvolvidas e refinadas com conhecimento aumentado. Além disso, esforços de harmonização das normas foram realizados na UE.

Em 1998, o IEC começou a trabalhar na primeira norma internacional (IEC 61400) cuja última revisão da parte 1 que se aplica a grandes turbinas é de 2005.

No entanto, estas normas fixam regras gerais de verificação de segurança, contendo, por isso, pouco detalhe na sua aplicação ao dimensionamento das estruturas de suporte. Assim, constituiu-se como principal objetivo desta dissertação o da sistematização de procedimentos de dimensionamento de torres eólicas tubulares em aço, visando a junção de informação

recolhida de diferentes fontes e a sua exemplificação através de um caso de estudo, incluindo os seguintes itens:

- Interpretação e definição das ações a considerar no dimensionamento;
- Critérios de dimensionamento da secção da torre de acordo com os Eurocódigos aplicáveis: EC1, e EC3; com aplicação ao dimensionamento em torres tubulares de aço, incluindo sistematização da verificação da estabilidade da casca e verificação de fadiga com base no espectro de fadiga.
- Estudo comparativo de ligações por flange e por atrito em secções tubulares.
- Desenvolvimento de uma ferramenta de cálculo em Mathcad.

1.3 Estrutura da dissertação

Esta dissertação está estruturada em 6 capítulos, sendo que, no primeiro capítulo, é introduzida a temática em estudo e os objetivos.

No Capítulo 2 é feita a revisão bibliográfica do estado da arte, a qual fundamenta os procedimentos de cálculo dos restantes capítulos.

No Capítulo 3 serão definidas as ações a considerar para o dimensionamento da torre.

O Capítulo 4 refere-se aos critérios de dimensionamento estrutural de uma torre eólica tubular em aço, focando o estudo da variação da secção, estabilidade da casca, e o comportamento da torre à fadiga. Procede-se também à análise das ligações das torres tubulares em aço das diferentes tipologias de ligações em flange e por atrito.

No Capítulo 5 encontram-se um exemplo de aplicação com todos os cálculos efetuados para a torre eólica tubular de 80m, baseado no capítulo 4.

Finalmente, o Capítulo 6, encerra este trabalho com uma conclusão do estudo desenvolvido e reforça a análise de alguns resultados mais relevantes.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E ESTADO DA ARTE

2.1 Origem das torres eólicas

Os moinhos de vento têm sido usados há pelo menos 3000 anos, principalmente para moagem de grãos ou bombeamento de água nos campos de arroz, enquanto nos barcos à vela o vento tem sido uma fonte essencial de poder por mais tempo ainda. No século XIII, os moinhos de vento de eixo horizontal eram uma parte integrante da economia rural e só caíram em desuso com o advento dos motores movidos a combustíveis fósseis baratos, e em seguida, com a expansão da eletrificação rural [Bruton T. 2002].

A origem em concreto das torres eólicas permanece desconhecida, havendo algumas especulações contraditórias. A primeira informação credível sobre a existência destas torres diz-nos que surgiram por volta do ano 644 na fronteira entre a Pérsia e o Afeganistão. Estas primitivas máquinas tiveram especial impacto na Holanda, onde era necessária a drenagem de grandes volumes de água para os solos, possibilitando assim a obtenção de novos solos [Hau, 2006].

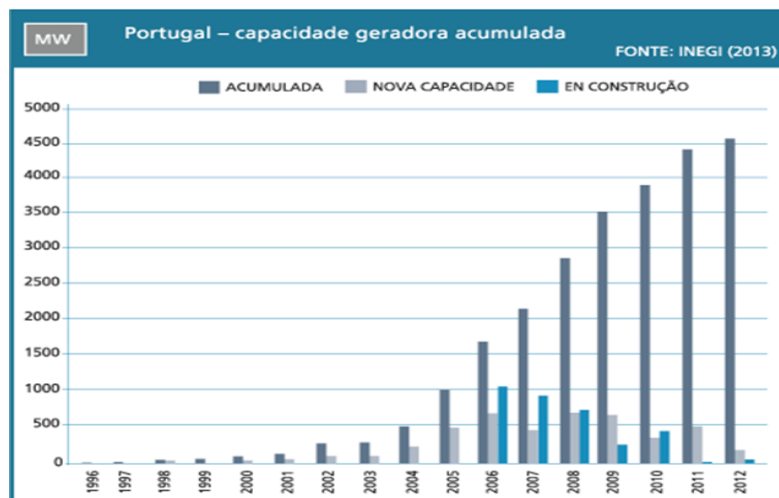
Uma exceção notável foi a turbina eólica 1250 kW Smith-Putnam construída nos EUA em 1941. Embora uma lâmina mastro tenha falhado catastroficamente em 1945, manteve-se a maior turbina eólica construída por cerca de 40 anos [Burton T. 2002].

2.2 A energia eólica em Portugal, Europa e no mundo

Portugal continental tem já 2.268 aerogeradores instalados, sendo que uma torre eólica flutua no mar da Aguçadoura - Póvoa de Varzim. No total existem 221 parques eólicos, com uma capacidade instalada de 4.338 megawatts (MW). 36% da potência está instalada em parques com potência igual ou inferior a 25 MW.

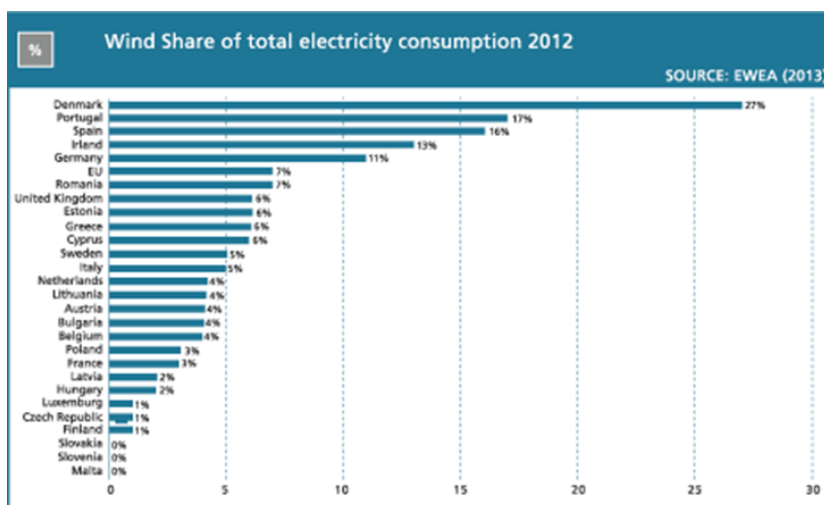
Os dados agora divulgados são da DGEG, indicam ainda que os distritos com maior potência instalada, em agosto de 2012, são Viseu, Castelo Branco, Coimbra, Vila Real e Lisboa, com 73% do total.

Tabela 2.1 - Capacidade de produção de energia eólica em Portugal [ENOP, Março,2014].



A nível europeu, e de acordo com os dados mais recentes, Portugal ocupa a segunda posição no nível de produção de energia elétrica Tabela 2.2 [ENOP, 2013].

Tabela 2.2 - Consumo de energia eólica a nível europeu [ENOP, Março,2014].



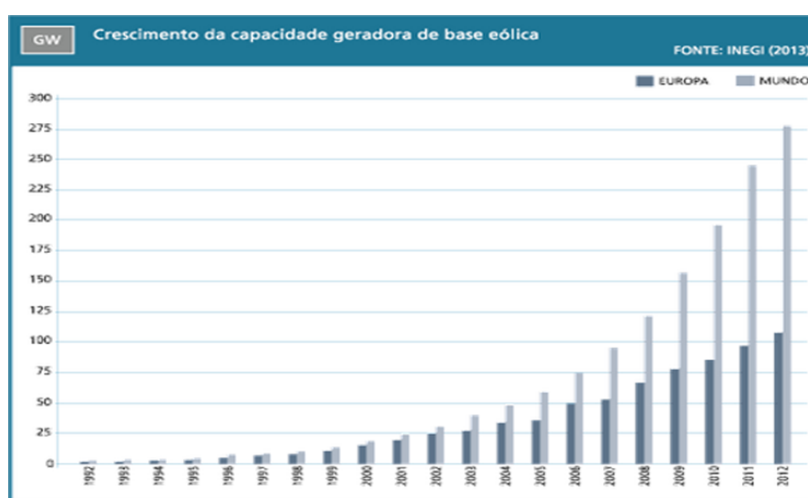
A União Europeia possui uma política de sucesso para promover a produção de energia através de fontes renováveis. Como resultado, a Europa de hoje adquire cerca de 20% da sua eletricidade de fontes renováveis, incluindo 5,3% da energia do vento, de acordo com a EWEA, 2011.

Os planos agora propostos pela UE nas diretivas de energias renováveis são de que em 2020, 34% do consumo total de energia irá advir de fontes renováveis, incluindo 495TWh de energia

eólica, perfazendo 14% do total do consumo. Estas diretivas apontam ainda para uma produção de 100% de energia a partir de fontes renováveis já em 2050 [Moura A. 2012].

Os dados desta secção provêm das publicações da EWEA. A energia eólica sofreu um crescimento extremamente rápido na última década. A Europa continua a ser o maior produtor de energia eólica, apesar do arranque de outros mercados (EUA, Índia, China...) nos últimos anos segundo GWEC.

Tabela 2.3 - Crescimento da capacidade de energia eólica na Europa e no Mundo [ENOP, Março, 2014].



2.3 A Torre

Existem vários tipos de torres eólicas, torres tubulares em aço, betão, treliça, madeira e até mesmo mistas. Este manual é destinado a torres tubulares em aço.

Os aerogeradores podem ser classificados consoante a posição do seu eixo do rotor. Nos aerogeradores com eixo vertical a torre não necessita de equipamento de direcionamento, enquanto os de eixo horizontal possuem um sensor de direção, cuja função é reconhecer a direção do vento de forma a girar as pás, no sentido em que o rendimento obtido seja o máximo. Outro sensor importante é o que mede a velocidade do vento, o anemómetro, possibilitando desta forma gerir o sistema de paragem das pás em casos de ventos intensos [Moura A. 2012].

A altura da torre é uma componente essencial da turbina de eixo horizontal, facto que pode ser uma vantagem ou uma desvantagem, pois pode representar até 20 % dos custos globais da turbina. À medida que a altura da torre aumenta, o transporte, a montagem, e manutenção da torre também se tornam cada vez mais dispendiosos. Por outro lado, o rendimento energético específico do rotor também aumenta com a altura da torre [Hau, 2006].

Teoricamente a altura da torre é otimizada no ponto onde as funções de crescimento dos custos de construção e a produção de energia se cruzam. Infelizmente, este ponto de intersecção não pode ser especificado em qualquer formulário.

Para além da altura, outro parâmetro de projeto importante de uma torre é a sua rigidez. Estabelecer a primeira frequência de flexão natural no caminho certo é uma tarefa importante no projeto pois determinará o material necessário e, em última análise, os custos de construção. O objetivo do dimensionamento da torre é obter a altura de torre desejada com a necessária rigidez com o menor custo possível de construção.

Os materiais disponíveis para a construção das torres são aço, betão e madeira.

2.3.1 Torre tubular em aço

Hoje, as torres tubulares de aço são de longe o tipo preferido de construção para instalações de turbinas eólicas comerciais, sendo a principal razão a montagem curta no local. As pequenas torres com uma altura de até 20 m podem ser fabricadas numa peça única e depois ligadas à fundação no local. Torres mais altas até 100 m de altura são fabricadas em várias seções, que são aparafusadas em conjunto para que não seja necessária soldadura no local. Outras vantagens das torres tubulares são:

- A estrutura tubular de aço é relativamente leve e, devido à sua secção transversal circular, tem a mesma rigidez de flexão em todas as direções;
- Tem boa rigidez de torção;
- A frequência natural requerida pode ser facilmente alcançada para certos tipos de turbinas e alturas da torre;
- É relativamente fácil de instalar e tem um baixo custo de manutenção.

Quase sem exceção, as torres das grandes turbinas de hoje têm uma forma cónica, com um diâmetro que diminui a partir da base até a cabeça torre. Comparando com uma geometria cilíndrica, este formato economiza em peso para uma determinada rigidez. As torres são constituídas por um número de secções pré-fabricadas, com um comprimento de até cerca 30 m. As secções são produzidos a partir de folhas de chapa de aço com uma espessura de 10-50 mm. As folhas, que têm uma largura de cerca de 2m, são enrolados em uma forma circular sobre um rolamento suporte Figura 2.1.

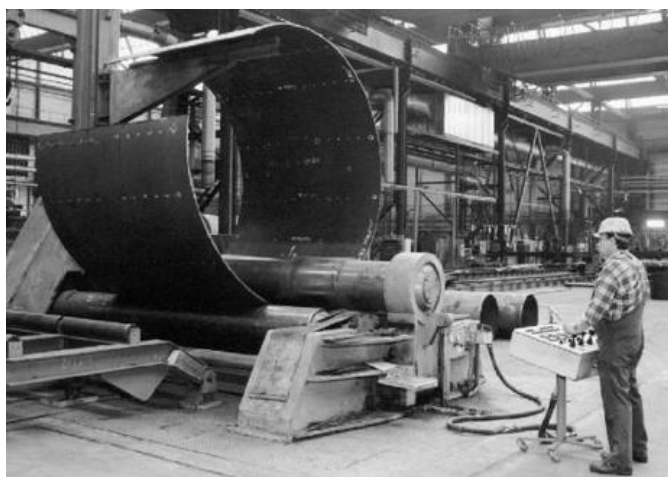


Figura 2.1 - Fabricação da secção da torre, HAU 2006.

A partir destes segmentos, as secções da torre são soldadas em conjunto. Na maioria dos casos, soldadores automáticos são usados para isso. A soldadura exige uma atenção especial, tendo em vista a situação de carga da torre. A qualidade é verificada por meio dos métodos habituais, tais como ultra-som, raios-X e exames de fissuras superficiais.

Nas extremidades de cada secção da torre, as flanges internas são soldadas, sendo constituídas em aço de alta resistência e, ocasionalmente, de aço forjado. A modelação e a soldagem das flanges requer alguma experiência, pois os componentes podem facilmente tornar-se distorcidos, o que conseqüentemente fará com que as flanges não correspondam durante a fase de montagem.

Como mencionado anteriormente, o desenvolvimento de turbinas com maior potência máxima, o aumento da altura da torre e aumento do preço do aço tornou a torre de aço menos económica. Além disso, o aumento da energia eólica, ou seja, potência da turbina, aumenta as cargas, flexão e torção, momentos atuantes sobre a estrutura. A fim de suportar as cargas deve ser feito um aumento das dimensões da torre deve ser feito, isto é, tanto o diâmetro do tubo como a espessura da parede desta placa deve ser aumentada, levando dessa forma a outras implicações, nomeadamente a alteração da forma de transporte [Elforsk, 2012]. Como isto exigirá maior diâmetro transversal, o aumento do tamanho pode introduzir problemas significativos no transporte, tendo em conta que 4.5m é o limite prático para o diâmetro do anel completo para secções que podem ser transportadas ao longo da via pública.



Figura 2.2 – Torre tubular de aço com 80m (REPOWER MM92).

2.3.2 Torre de betão

Embora o uso do betão para a construção de torres de turbinas eólicas tenha uma longa tradição, como na Dinamarca, as torres de betão, tal como as torres treliçadas, têm sido substituída por torres tubulares hoje prevalecentes. No entanto o betão permite torres muito altas sem que isso seja associado a problemas de transporte insolúveis. O período de construção, também pode ser encurtado hoje, por meio de vários métodos de utilização de peças pré-fabricadas.

Estruturas de betão são implementadas em vários tipos de construção com princípios estáticos. O princípio de estática é caracterizado pelo reforço com aço, com ou sem pré-esforço, às vezes com elementos tensores especiais com a ajuda de que as tensões de tração admissíveis no betão podem ser aumentada. As torres de betão para turbinas eólicas são construídas de acordo com o modo de fabricação e métodos estáticos que, em cada caso tem as suas vantagens e desvantagens específicas.

A decisão de escolha do melhor método de construção depende da sua localização, mas também no que diz respeito à acessibilidade ao local de construção da torre. Isto também influencia o custo do projeto, de modo a que as comparações de custos entre torres de betão não devessem ser feitas de uma maneira abstracta, quer no que respeita aos diferentes tipos de construção de betão, quer em comparação com estruturas tubulares de aço ou torres treliçadas. O mesmo aplica-se ao tempo de construção, que é também um fator de custo [Hau,2006].



Figura 2.3 – Torre de betão, (Enercon).

2.3.3 Torre híbrida

A ideia por trás da construção de uma torre híbrida entre o betão e o aço é a utilização de betão na parte inferior e aço na parte superior, onde uma seção de aço convencional soldada pode ser concebida sem qualquer risco de conflito com as limitações de transporte. As soluções híbridas permitem aproveitar as vantagens de ambos os materiais conduzindo a soluções promissoras para grandes alturas. O betão pode aqui entrar como um material vantajoso e competitivo na construção de torres eólicas dado que, para além de poder ser betonado “in situ” ou transportado em segmentos pré-fabricados de pequenas dimensões, necessita de menores custos de material. Também é 100% reciclável, tal como o aço, e necessita de menores quantidades de CO₂ na sua produção. Geralmente não há problemas de encurvaduras locais na parte de betão pré-esforçado da torre. O custo de material para uma grande torre híbrida de aço e betão é menor do que para uma grande torre de aço [Alves C. 2013].



Figura 2.4 – Torre híbrida aço-betão com 100m de altura, (GE Energy).

2.3.4 Torre treliçada

A estrutura treliçada de aço é uma tecnologia muito conhecida tanto para a construção de uma série de torres, como para linhas de transmissão de energia, e estas chegaram mesmo a ser usados para apoiar as turbinas eólicas no início da sua exploração para produção de energia eólica.

Nos anos iniciais da utilização de energia eólica para fins comerciais, torres treliçadas foram amplamente utilizados com pequenas turbinas. Recentemente, o interesse em torres treliçadas foi reacendido, particularmente na conexão com grandes turbinas com uma altura de 100m ou mais [Hau, 2006].

As vantagens da utilização de torres treliçadas são:

- Desenho e detalhamento simples;
- O bom comportamento dinâmico (ideal para turbinas eólicas);
- Economia de transporte (seções ângulo de treliça são mais fáceis e mais leve para transportar, quando comparadas com estruturas tubulares);

O tempo para montagem e realização das ligações no local e o tempo necessário para a manutenção são considerados como uma desvantagem das torres treliçadas.



Figura 2.5 – Torre treliçada em aço com 160m de altura (SeeBA).

2.3.5 Torre de madeira

Madeira tem sido utilizada como material de construção para pás de turbinas eólicas há décadas, mas só recentemente é considerada para torres eólicas. Isto pode parecer estranho, já que as torres devem ser uma aplicação menos exigente do que as lâminas. A madeira é, em geral, conhecida por ser um material de construção económico resistente à fadiga e a encurvadura.

A torre de madeira baseia-se num sistema ligado de painéis de madeira laminados, ligados entre si, cujos componentes da superfície são produzidos noutro local e transportados em contentores de 12 metros. São depois montados numa torre oca e octogonal.

O primeiro protótipo mede 100 metros e integra uma escada e um sistema de elevadores, tendo no seu topo uma turbina Vensys 77. Esta turbina tem um diâmetro de rotor de 77 metros, e gera cerca de 1,500 kW de eletricidade [GreenSavers, 17-04-14].

A empresa alemã (TimberTower) afirma que o conjunto e diâmetro da base da torre é idêntica à das tradicionais torres de aço, e que todas as matérias-primas utilizadas foram certificadas pela FSC e PEFC. Para além de uma secção octogonal em cruz, o corpo oco pode também ser construído com uma secção hexagonal ou dodecagonal. Estas torres de madeira podem ainda suportar turbinas até 200 metros [GreenSavers, 17-04-14].

A TimberTower tem um tempo de vida de 20 anos e assegura ainda os atuais regulamentos de segurança, de certificação e proteção contra incêndios.



Figura 2.6 – Torre de madeira com 100m de altura, (TimberTower).

2.4 Normas

O dimensionamento de uma torre é determinada por uma série de requisitos de resistência e rigidez. Os fatores a serem considerados são a força de rutura necessária para sobreviver a uma velocidade extrema do vento, uma resistência à fadiga necessária para 20 ou 30 anos de funcionamento, e à rigidez no que diz respeito ao comportamento de vibração.

De acordo com a norma europeia EN 45020, a certificação é a confirmação de conformidade de um produto ou um serviço com os requisitos definidos (por exemplo, manuais, códigos e normas).

No campo da energia eólica o foco recai sobre os aerogeradores ou componentes como pás do rotor, caixas de velocidades ou torres. O âmbito de aplicação consiste no exame de integridade estrutural, segurança e conformidade [Basu B. 2010].

A certificação da turbina eólica com base no IEC WT 01 exige a conformidade com regulamentos ou manuais com seguintes itens:

- Avaliação de Projeto
- Conceito de segurança e avaliação de cargas
- Avaliação do sistema de segurança
- Teste de Tipo
- Modo de fabricação
- Fundações

2.4.1 IEC 61400

O IEC 61400 descreve os requisitos mínimos de conceção e especifica os requisitos essenciais para assegurar a integridade da engenharia de aerogeradores. Tem em conta todos os subsistemas das turbinas eólicas, como os mecanismos de controlo e proteção, sistemas de elétrica interna, sistemas mecânicos e estruturas de apoio. Esta norma não avalia pormenores, como a estrutura de sustentação (torre e fundação) a respeito da segurança estrutural, as ações e regras de projeto recorrem a normas e códigos tais como:

- ISO 2394: Princípios gerais sobre a confiabilidade para estruturas ou EN 1990: Eurocódigo - Bases para o projeto estrutural
- ISO 4354: Ações de vento em estruturas ou EN 1991-1-4: Eurocódigo 1: Ações na estruturas (ações de vento)
- EN 1993 Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço
- EN 1997 Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico

Para dimensionamento de torres eólicas encontram-se neste momento em vigor o EC3, as normas alemãs DIBt e GmbH e os IEC 61400 – 1. Na Alemanha e maior parte da Europa são aplicados os guias de dimensionamento de torres e fundações sob as leis da construção. O guia de dimensionamento para energia eólica (Influencias e estabilidade certificados para torres e fundações emitido por DIBt. Este guia foi produzido em 1993, sendo a sua última versão publicada em Março de 2004.

2.4.2 DIBt

A norma do DIBt está relacionada com o IEC 61400-1. Esta prescreve dois métodos de cálculos para verificar a estabilidade, sendo o primeiro designado por Cálculo global dinâmico e o segundo por Cálculo simplificado. (Hau,2006):

- Cálculo global dinâmico

As cargas sobre os sistemas globais constituídos pela torre, fundação e parte da máquina são determinadas de acordo com a teoria da elasticidade. Nesta teoria, deverá ser tomado em consideração modelos adequados para o vento, aerodinâmica, e dinâmica estrutural.

- Cálculo simplificado

O cálculo simplificado é permitido se o espaço entre as frequências naturais da torre e as frequências de excitação estão em operação contínua.

Isto é considerando que a máxima frequência de rotação do rotor é pelo menos 10% abaixo da primeira frequência de flexão de passagem das pás do rotor. A prova da estabilidade deve ser prestada com as resultantes das tensões de um cálculo de dinâmica global na interface máquina-torre como hipóteses de carga para a torre.

2.4.3 Eurocódigos

A nível europeu, nas últimas décadas foi feito um esforço enorme no sentido de desenvolver e uniformizar as regras de cálculo e de dimensionamento para diversos tipos de estruturais. Como resultado deste trabalho, desde 1990 a cargo da Comissão Técnica CEN/TC 250 da CEN surgiram os Eurocódigos estruturais.

Estes documentos são ainda complementados por Anexos Nacionais da responsabilidade dos organismos de normalização nacionais (em Portugal, o Instituto Português da Qualidade (IPO) e o laboratório nacional de Engenharia Civil (LNEC)), [Simões R. 2007].

O Eurocódigo 3 está dividido nas seguintes partes:

1. EN 1993-1 Regras gerais e regras para edifícios.
2. EN 1993-2 Pontes.
3. EN 1993-3 Torres, mastros e chaminés.
4. EN 1993-4 Depósitos, silos e oleodutos.
5. EN 1993-5 Estacas.
6. EN1993-6 Estruturas de aparelhos de elevação.

A parte 1 do EC3 (EN 1993-1) está ainda subdividida em 12 sub-partes; sendo apenas descritas as que foram necessárias para elaboração desta dissertação:

- EN1993-1-1 Regras gerais e regras para edifícios.
- EN1993-1-6 Resistência e estabilidade de casca.
- EN1993-1-8 Ligações.
- EN1993-1-9 Fadiga

3 DEFINIÇÃO DAS AÇÕES

3.1 Situações de projeto

As ações a utilizar no projeto das torres eólicas foram obtidos a partir das referências [Rebelo C. 2012] e [NREL, 2005]. A classe turbina considerado é II-A de acordo com a IEC61400-1 (2005), As situações de projeto são:

- A condição extrema de não-utilização, obtida com a velocidade do vento calculada para um período de retorno de 50 anos (*Extreme Wind Model*, EWM). Para esta situação a turbina está imobilizada e a velocidade do vento considerada é baseada na velocidade de referência (V_{ref}) e no valor da intensidade de turbulência fornecidos pela IEC61400-1 - 2005. Obtém-se portanto $V_{ref50}=1,4 V_{ref}=59,5\text{m/s}$ a qual corresponde a picos da velocidade em períodos de três segundos;
- A condição extrema de utilização (*Extreme Operating Condition*, EOG) inclui a velocidade do vento associada a frequentes eventos tais como arranques e paragens do rotor. Esta combinação de efeitos é feita para um período de retorno de 50 anos. Nesta situação utiliza-se a velocidade baseada na rajada de vento (*gust*) dada por [Rebelo C. 2012] em que é definida de acordo com a classe da turbina. A velocidade extrema da rajada adquire o valor de 33m/s ;
- Análise da fadiga usando o conceito de ação de dano equivalente (DEL).
- Análise da fadiga: Calculado a partir do espectro de fadiga;
- Análise sísmica: Para ser calculada usando o EN1998-1 (2010).

As ações são obtidas através da sobreposição da ação do vento sobre as pás do rotor com a ação do vento a incidir sobre a torre. As ações de dimensionamento são obtidas através da soma vetorial das componentes em x e y e são referenciadas de acordo com a Figura 3.1.

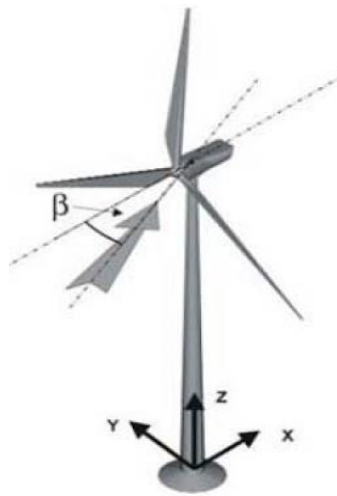


Figura 3.1 – Sistema de eixos utilizados para torres eólicas, [Rebelo C. 2012].

3.2 Ações gravíticas

Cargas gravitacionais e inerciais são cargas estáticas e dinâmicas que resultam da gravidade, vibração, rotação e da atividade sísmica. As cargas de gravidade tidas em conta são o peso próprio, o peso de cada componente da produção de energia e o peso de qualquer outro equipamento adicional, como escadas, desviadores, tendões e plataformas.

3.3 Ações do vento

É importante definir as condições do vento, não só para conhecer as cargas do dimensionamento, mas também para saber a quantidade de energia que será produzida durante a sua vida útil. Essas medições permitirão definir a distribuição e a direção das torres nos parques. Os parâmetros a conhecer são [ASW, 2009]:

- Velocidades do vento- anual, mensal, horária (preferencialmente ao nível da altura da torre);
- Distribuição de frequências de velocidades- número de horas por ano dentro de cada intervalo de velocidade;
- Taxa de variação da velocidade do vento com a altura;
- Variação da direção do vento com a altura, especialmente no plano do rotor;
- Intensidade da turbulência- normalmente num período de 10 minutos em função da velocidade média;
- Distribuição do vento em diferentes direções;

- Rajadas de vento extremas e período de retorno, normalmente 50 a 100 anos.

s cargas de dimensionamento para o vento foram obtidas no [Rebelo C. 2012], baseadas no EC 1 [CEN, 2002]. Essas cargas correspondem a turbinas de classe II-A, que é a classe de turbina mais usada. Segundo, as cargas obtidas do vento que actuam nas turbinas são representadas como cargas pontuais no topo da torre.

3.4 Espectros de fadiga

A estrutura de uma torre eólica está constantemente sujeita a cargas cíclicas, diferentes intensidades de vento, e ao movimento das pás, que provocam a variação das tensões e deformações nos materiais neles contidos. Devido ao facto dos materiais estarem a ser submetidos ao longo dos anos a estes ciclos na sua superfície, a iniciação de fissuras pode ocorrer devido à concentração de tensões, sendo que a sua propagação pode levar à insuficiência sob fadiga no último ciclo de vida. As amplitudes de carga são mais significativas do que as médias, e os pontos críticos são as zonas soldadas ou aparafusadas.

Existem vários métodos de análise de fadiga dos componentes estruturais; dentro deles destacam-se as abordagens baseadas em curvas SN, métodos locais e mecânica da fratura. As abordagens baseadas em curvas SN são usados aqui para o aço. A avaliação da fadiga pode também ser realizada em várias formas, dependendo do material a ser analisado.

3.5 Temperatura

Os efeitos da temperatura sobre a torre também devem ser considerados, determinados de acordo com a norma do [DIBt]. Diferenciais de temperatura em toda a altura da torre ou distribuições irregulares de temperatura, devido à exposição à luz solar devem ser tidos em conta. As distribuições de temperatura diferentes consideradas são:

- Um componente de temperatura uniforme em torno do perímetro e em toda a espessura, $\Delta T_{N,1} = \pm 35K$;
- Uma distribuição de acordo com uma função $\cos(\varphi)$ ao longo de um arco de 180° e constante em toda a espessura, $\Delta T_{N,2} = \pm 15K$;
- Um diferencial de temperatura $\Delta T_M = \pm 15K$ variando de forma linear na direção longitudinal e circunferencial em toda a espessura da parede.

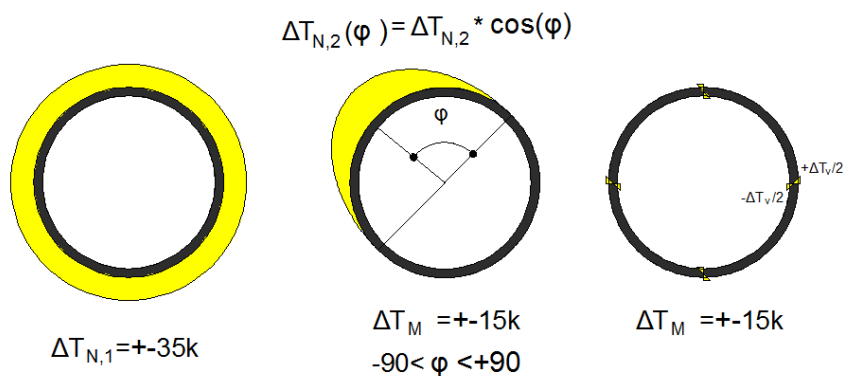


Figura 3.2 – Modelos de temperatura

3.6 Quantificação das ações

Nesta secção são apresentados os valores referenciados para ação do vento e carga de fadiga. Estas ações estão definidas em [Rebello C. 2012], e serão apresentadas na tabela 3.1 e 3.2. Para a torre de 80m (2,0MW) a referência apresenta caso de carga como, caso dlc1511_0_gt2 e dlc6145120E, tratado aqui como Caso 1 e Caso 2 respetivamente, que vem a ser a ação do vento condicionante para esta torre.

Tabela 3.1 - Ações de dimensionamento para o vento, não majoradas no topo da torre.

Topo da torre	Caso 1	Caso 2
Vhub(m/s)	9,0	56,9
Vdir(°)	-0,1	120,3
Fx(kN)	-808,3	-102,5
Fy(kN)	-9,2	-682,9
Fz(kN)	1480,7	-1202,2
Mx(kN)	1480,7	1216,9
My(kN)	-2248,3	-1803,8
Mz(kN)	-1378,9	1334,4
Fator	1,35	1,10

Tabela 3.2 - Ações de dimensionamento para o vento, não majoradas na base da torre.

Base da torre	Caso 1	Caso 2
Vhub(m/s)	9,0	56,9
Vdir(°)	-0,1	120,3
Fx(kN)	-873,2	-217,4
Fy(kN)	27,6	-933,0
Fz(kN)	-3174,7	-2602,6
Mx(kN)	521,1	64537,7
My(kN)	-67796,3	-14579,7
Mz(kN)	-1363,1	-1339,3
Fator	1,35	1,10

Para a definição da ação da fadiga, recorre-se ao documento [Rebello C. 2012], sendo que as ações equivalentes de dano estão já devidamente definidas. A tabela 3.3 apresenta os valores a considerar para $m=4$ e $N_{Ref}=2 \cdot 10^8$.

Tabela 3.3 - Ações de dimensionamento para a fadiga, não majoradas.

Ação de dano equivalente (DEL)		
	Topo da torre	Base da torre
Fx(KN)	80,5	102,6
Fy(kN)	55,1	67,8
Fz(kN)	28,9	28,9
Mx(kN)	312,9	4774,0
My(kN)	1206,5	6204,1
Mz(kN)	1229,1	1228,7
Fator	1,0	1,0

4 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE TORRES EÓLICAS

4.1 Análise Global

A análise global dos esforços numa estrutura, e principalmente nas estruturas metálicas, depende fundamentalmente das suas características de deformabilidade e rigidez, mas também da estabilidade global e dos seus elementos, e do comportamento das ligações.

Sendo uma estrutura isostática os esforços podem ser determinados por uma análise global elástica, na qual a relação tensão-deformação do material é linear, numa qualquer zona da estrutura, sendo a tensão equivalente obtida a partir do critério de cedência.

Os deslocamentos podem ser de primeira ou segunda ordem. No primeiro caso os esforços e deslocamentos são obtidos a partir da geometria inicial indeformada da estrutura, enquanto na análise de segunda ordem é considerada a configuração deformada da estrutura [Simões R. 2007].

4.2 Estabilidade da casca

Os ELU são estados associados ao colapso ou a outra forma de rutura estrutural, que ponha em risco a segurança de pessoas e bens, e são definidos tendo em consideração a ocorrência de determinado comportamento da estrutura numa situação limite independentemente da sua duração. São estados que podem ser expressos através de tensões.

4.2.1 LS1: Limite plástico

O estado limite plástico deve ser tomado como o estado em que a capacidade da estrutura para resistir às ações esgota-se pela cedência do material. A resistência oferecida pela estrutura no estado limite plástico pode ser conseguida a partir da carga de colapso plástica obtida a partir de um mecanismo baseado na teoria do deslocamento.

O estado limite de rutura à tração deve ser tomado como o estado em que a tensão seccional bruta atinge o valor de cedência.

Quando se verifica o estado limite plástico, pode ser assumido um comportamento plástico ou parcialmente plástico da estrutura (ou seja, as considerações de compatibilidade elástica podem ser negligenciadas).

Todas as combinações relevantes de cargas extremas devem ser contabilizadas ao verificar LS1.

Um ou mais dos seguintes métodos de análise devem ser utilizados para o cálculo das tensões de projeto e resultantes de tensões quando é verificado o LS1:

- Teoria da membrana;
- Análise elástica linear (LA);
- Análise materialmente não linear (MNA);
- Análise geométrica e materialmente não linear (GMNA).

4.2.2 LS2: Plasticidade cíclica

O estado limite de plasticidade cíclica deve ser tomado como o estado em que os ciclos repetidos de carga e descarga, produzem tensão e compressão no mesmo ponto, fazendo com que o trabalho plástico passe a ser feito repetidamente sobre a estrutura, levando à quebra local e ao esgotamento da capacidade de absorção de energia do material.

Todas as ações variáveis (tais como as cargas aplicadas e as variações de temperatura) que pode conduzir a cedências, e que pode ser aplicado a mais do que três ciclos de vida da estrutura, deve ser considerado quando se verifica o LS2.

Na verificação deste estado limite, a compatibilidade das deformações sob elástico ou elástico – plásticas devem ser consideradas.

4.2.3 LS3: Encurvadura

O estado limite de encurvadura deve ser tomado como o estado em que toda ou uma parte da estrutura repentinamente desenvolve grandes deslocamentos normais à superfície do tubo, causados pela perda de estabilidade sob pressões da membrana ou da membrana de cisalhamento na parede, levando à incapacidade de manter qualquer aumento das resultantes de tensões, e possibilitando falhas catastróficas.

O estado limite LS3 depende fortemente da qualidade de construção, pelo que deve ter-se em conta os requisitos associados para tolerâncias de fabrico.

4.2.4 LS4: Fadiga

O estado limite de fadiga deve ser tomado como o estado em que os ciclos repetidos de aumento e diminuição da tensão levam ao desenvolvimento de uma fenda por fadiga.

4.2.5 Esquema de dimensionamento

O primeiro aspeto do projeto de uma torre é de proporcionar rigidez suficiente para limitar as vibrações em serviço devido a possíveis ressonâncias. As cargas cíclicas são criadas pela rotação das lâminas, e excitam a torre. As frequências naturais de turbina e da torre devem, portanto, ser ajustadas para evitar ressonância. Em seguida é demonstrado um esquema do procedimento de dimensionamento de uma torre eólica na Figura 4.1.

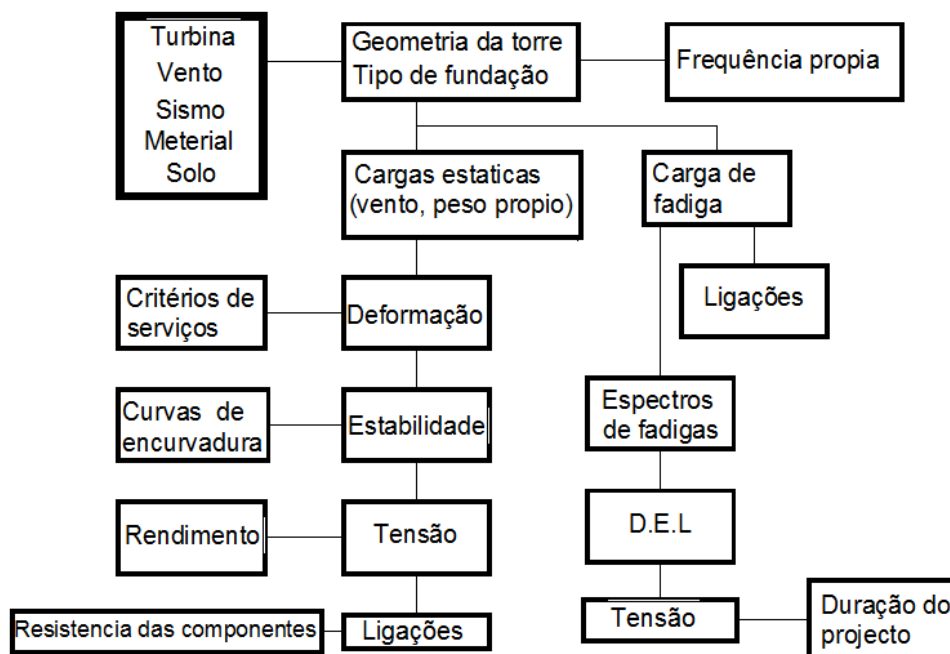


Figura 4.1 - Visão geral do processo de projeto de uma torre eólica.

4.2.6 Teoria de membrana

Uma análise que prevê o comportamento de uma estrutura casca de paredes finas com cargas distribuídas, assumindo que apenas as forças de membrana satisfazem equilíbrio com as cargas externas.

Uma análise de teoria de membrana não deve ser usada a menos que sejam satisfeitas as seguintes condições:

- As condições de fronteiras são apropriadas para a transferência das tensões na casca para as reações de apoio sem causar efeitos significativos de flexão;

- A geometria da casca varia suavemente em forma (sem descontinuidades);
- As cargas têm uma distribuição suave (sem cargas concentradas localmente ou pontuais).

Uma análise da teoria da membrana não tem necessariamente que cumprir a compatibilidade de deformações nos limites ou entre os segmentos da casca de diferentes formatos, ou entre segmentos da casca submetidos a uma carga diferente. No entanto, o campo resultante das forças de membrana satisfaz os requisitos de tensões primárias (LS1).

4.2.7 Condições de fronteira

As condições de fronteira assumidas no cálculo do projeto devem ser escolhidas de tal forma que garanta e que alcancem um modelo realista ou conservador da construção real. Não deve ser dada especial atenção à restrição dos deslocamentos perpendiculares à parede da casca, mas também à restrição dos deslocamentos no plano da parede casca (meridional e circunferencial) por causa do efeito significativo que estes têm na força e resistência à encurvadura.

Nos cálculos da encurvadura da casca (valores próprios), (estado limite LS3), a definição das condições de fronteira devem referir-se aos deslocamentos incrementais durante o processo de deformação, e não ao total de deslocamentos induzidos pelas ações aplicadas antes da encurvadura.

As condições de fronteira numa borda inferior continuamente apoiada de uma casca devem ter em conta que a elevação local da casca esteja prevenida ou não.

As ligações estruturais entre os segmentos de casca numa junção devem ser tais que assegurem que os das condições de fronteira utilizada na conceção dos segmentos da casca individuais estejam satisfeitos.

No caso de torres tubulares cilíndricas ou tronco-cónicas formadas por segmentos com cerca de 20 metros de comprimento ligados por aparafusamento de flanges, considerando-se estas como rigidificadores no estabelecimento de condições de fronteira daqueles segmentos. No caso de ligações por atrito, a rigidez das ligações é inferior e pode ser modelada duplicando a espessura da parede do tubo.

4.2.8 Verificação

Para verificação dos ELU, o EN 1993-1-6, 2007, preconiza a comparação dos esforços em termos de tensões. Assim, é necessário calcular as tensões, meridional e circunferencial, cujo cálculo poderá ser efetuado através das expressões seguintes do anexo A e do anexo D do EN 1993-1-6, 2007. Na figura seguinte encontram-se representadas a geometria do cilindro, tensões de membrana e as tensões resultantes.

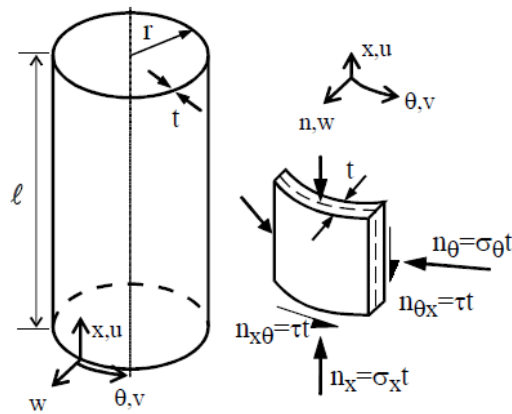


Figura 4.2 - Geometria do cilindro, tensões de membrana e as tensões resultantes.

De referir que as imperfeições locais da casca estrutural não necessitam de ser contabilizadas, pois estão incluídas nas fórmulas relativas à resistência à encurvadura do EN 1993-1-6, 2007.

$$\sigma_x = \frac{F_x}{2 * \pi * r * t} \pm \frac{M}{\pi * r^2 * t} \quad (4.1)$$

$$\sigma_\theta = q_{eq} * \frac{r}{t} \quad (4.2)$$

Em que:

σ_x – Tensão meridional

σ_θ – Tensão circunferencial

F_x – Esforço axial

M – Momento fletor

q_{eq} – Pressão equivalente do vento

r – Raio do Cilindro

t – Espessura da casca

l – Comprimento do cilindro

τ – Tensão tangencial

As tensões são calculadas com base na teoria de membrana, pelo que as tensões meridionais são obtidas considerando o esforço axial e o momento fletor. A tensão na casca devida ao esforço axial e ao momento fletor é representada na Figura 4.3.

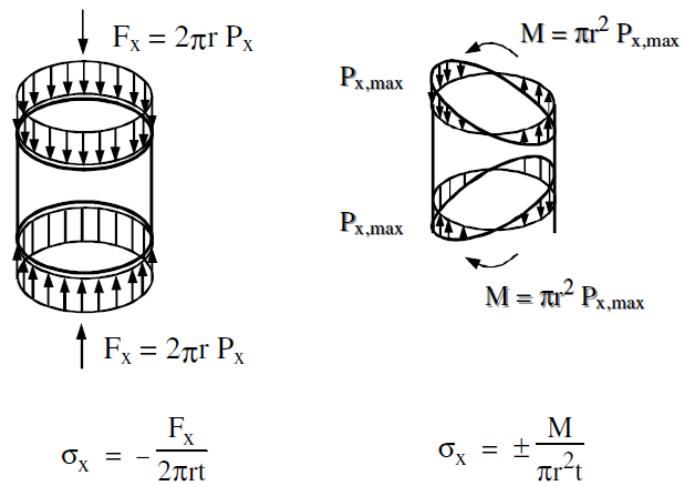


Figura 4.3 – Tensões na casca devido o esforço axial e ao momento fletor.

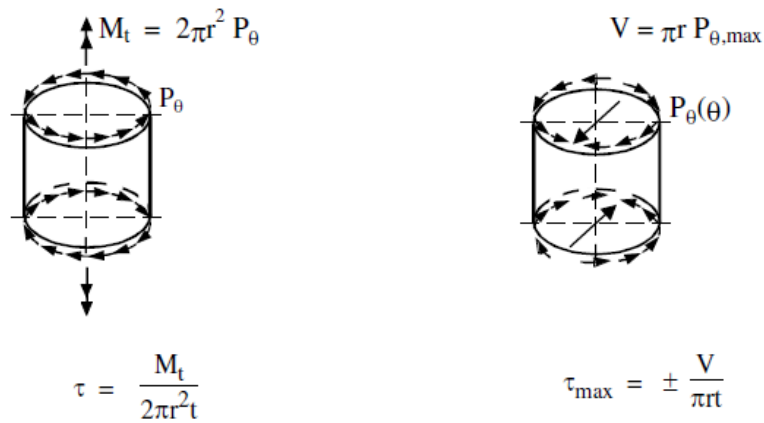


Figura 4.4 – Tensões de corte devido à torção e ao esforço transversal.

A pressão do vento, é variável ao longo do perímetro da casca, pelo que no anexo D do [EN 1993-1-6, 2007], é indicada uma expressão de simplificação, que permite obter uma pressão equivalente constante em todo o perímetro da casca conforme é apresentado na Figura 4.5.

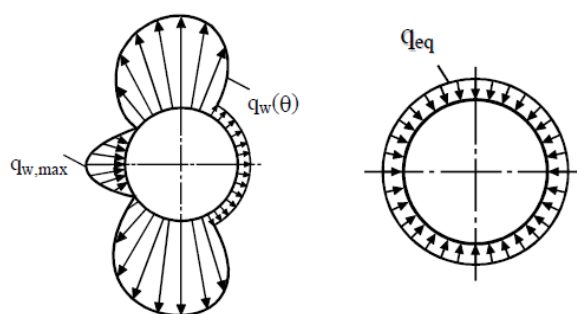


Figura 4.5 – Pressão real do vento na torre (à esquerda), pressão equivalente (à direita).

4.3 Variações das secções

A classificação das secções transversais dos elementos traduz a forma como a resistência e a capacidade de rotação uma secção são influenciados por fenómenos de encurvadura local. A classificação da secção é efetuada com base na relação entre o comprimento e a espessura (c/t), mas no caso de secções circulares a classe é definida em função do diâmetro e espessura (d/t).

Dada a variabilidade dos diâmetros e espessuras ao longo da altura (variação linear), considera-se no cálculo um cilindro equivalente com comprimento definido entre flanges, sendo que o diâmetro e espessura correspondem à média do cone a dimensionar, tal como as ações. De acordo com a [EN 1993-1-6, 2007], as condições de fronteira das flanges do topo e da base são do tipo BC1 e as flanges intermédias devem ser consideradas como BC2. Importa ainda referir que a classe de aço utilizada na torre é S355.

A análise é elástica sendo que não se admite a plastificação dos elementos. A classe de fabricação considerada é a B (Alta), de acordo com a cláusula 8.4 do EN 1993-1-6, 2007, a qual corresponde a um parâmetro de tolerância de desvio do raio e ondulação máxima de 0,010. A excentricidade máxima nas juntas das estruturas desta classe deve ser de 0,003m. Apenas serão verificados o segmento inferior e superior de cada torre, em que as secções apresentam diâmetros e espessuras que variam linearmente desde a sua base até ao topo. O segmento inferior das torres apresenta uma abertura de acesso ao interior das torres, considera-se que esta se encontra devidamente reforçada.

4.4 Encurvadura

Para o estado limite LS3, é necessário ter especial atenção as condições de apoio, como se referiu atrás. O valor das tensões do projeto $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{\theta,Ed}$ e $\tau_{x\theta,Ed}$ devem ser tomados como os valores chave de tensões das membranas de corte e compressão obtidos pela Análise Linear da

Casca (LA). Sob condições puramente axissimétricas de carga e suporte, e noutros casos de carga simples, a teoria de Membrana pode ser usada.

A resistência de encurvadura deve ser representada pelas tensões de encurvadura como definidas em [EN 1993-1-6, 2007]. As tensões de encurvadura do projeto devem ser obtidas através de:

$$\sigma_{x,Rd} = \frac{\sigma_{x,Rk}}{\gamma_{M1}}, \quad \sigma_{\theta,Rd} = \frac{\sigma_{\theta,Rk}}{\gamma_{M1}}, \quad \tau_{x\theta,Rd} = \frac{\tau_{x\theta,Rk}}{\gamma_{M1}} \quad (4.3)$$

As tensões de encurvadura características devem ser obtidas multiplicando a força de deformação característica pelos fatores de redução de encurvadura χ :

$$\sigma_{x,Rk} = \chi_x * f_{yk}, \quad \sigma_{\theta,Rk} = \chi_\theta * f_{yk}, \quad \tau_{x\theta,Rk} = \chi_\tau * f_{yk}/\sqrt{3} \quad (4.4)$$

Os fatores de redução de encurvadura χ_x , χ_θ e χ_τ devem ser determinados como uma função da esbelteza relativa da casca (λ):

$$\chi = 1, \quad \text{quando} \quad \lambda \leq \lambda_0 \quad (4.5)$$

$$\chi = 1 - \beta * \left(\frac{\lambda - \lambda_0}{\lambda_p - \lambda_0} \right)^\eta, \quad \text{quando} \quad \lambda_0 < \lambda < \lambda_p \quad (4.6)$$

$$\chi = \frac{\alpha}{\lambda^2}, \quad \text{quando} \quad \lambda_p \leq \lambda \quad (4.7)$$

Onde:

α - Fator de redução de imperfeição elástica,

β - Fator de variação do plástico,

η - Expoente de interação,

λ_0 - Limite de esmagamento da delgadez relativa.

Em que:

$$\chi = \frac{\alpha}{\lambda^2}, \quad \text{quando} \quad \lambda_p \leq \lambda \quad (4.8)$$

$$\lambda_x = \sqrt{f_{yk}/\sigma_{x,Rcr}}, \quad \lambda_\phi = \sqrt{f_{yk}/\sigma_{\phi,Rcr}}, \quad \lambda_\tau = \sqrt{(f_{yk}/\sqrt{3})/\tau_{x\theta,Rcr}} \quad (4.9)$$

As tensões críticas de encurvadura elástica $\sigma_{x,Rcr}$, $\sigma_{\theta,Rcr}$ e $\tau_{x\theta,Rcr}$ devem ser obtidas recorrendo às expressões relevantes do Anexo D, [EN 1993-1-6, 2007].

Quando nenhuma expressão apropriada é dada no Anexo D, as tensões críticas de encurvadura elástica podem ser extraídas a partir de uma análise LBA numérica da casca sob combinações de encurvadura relevantes de ações definidas em 8.1. Para as condições que esta análise deve satisfazer, ver 8.6.2 (5) e (6) do [EN 1993-1-6, 2007].

Dependendo da situação de carga e tensão, uma ou mais das seguintes verificações para os valores chave das componentes da tensão de membrana única devem ser realizadas:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \sigma_{x,Rd}, \quad \sigma_{\theta,Ed} \leq \sigma_{\theta,Rd}, \quad \tau_{x\theta,Ed} \leq \tau_{x\theta,Rd} \quad (4.10)$$

Se mais do que uma das três componentes de tensão de membrana relevantes para a encurvadura estiver presente sob as ações consideradas, a seguinte verificação de interação para o estado de tensão da membrana combinada deve ser efetuada:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right)^{k_x} - k_i * \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right) * \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right) + \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right)^{k_\theta} + \left(\frac{\tau_{x\theta,Ed}}{\tau_{x\theta,Rd}}\right)^{k_\tau} \quad (4.11)$$

Onde $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{\theta,Ed}$ e $\tau_{x\theta,Ed}$ são os grupos de interação relevantes dos valores significativos das tensões da membrana compressiva e de corte na casca e os valores dos parâmetros de interação da encurvadura k_x , k_θ , k_τ e k_i são dados no Anexo D do [EN 1993-1-6, 2007].

$$k_x = 1,0 + \chi_x^2 \quad (4.12)$$

$$k_\theta = 1,0 + \chi_\theta^2 \quad (4.13)$$

$$k_\tau = 1,5 + 0,5 * \chi_\tau^2 \quad (4.14)$$

$$k_i = (\chi_\theta * \chi_\theta)^2 \quad (4.15)$$

Onde $\sigma_{x,Ed}$ ou $\sigma_{\theta,Ed}$ é à tensão, actuante, calculado em função das cargas apresentadas no Capítulo 3.

4.5 Limite da fadiga

Cada rotação das lâminas faz uma pequena mudança de tensão na torre de uma turbina eólica. Na grande maioria dos casos a fadiga condiciona o dimensionamento de torre eólicas de aço na grande maioria dos casos. A estrutura deve ser tolerante ao dano, de forma resistir a todas as cargas sem o aparecimento de fendas. O método de análise do aço são as abordagens com base nas curvas SN [EN1993-1-9, 2008]. Há 14 curvas, cada uma identificada por um número que representa a resistência à fadiga para uma série de ciclos de ruptura. A força da fadiga varia entre 36 MPa e 160 MPa. Todas as curvas têm uma inclinação $m = 3$ para o número de ciclos $N < 5 \times 10^6$ e $m = 5$ para $5 \times 10^6 < N < 1 \times 10^8$. Se a amplitude das tensões é menor do que a resistência à fadiga do material os ciclos não interferem, de outra forma o material resiste apenas um certo número de variações de carga. Na figura 5.1 é apresentado o gráfico das curvas S-N também presentes na PT 1993-1-9 (2008).

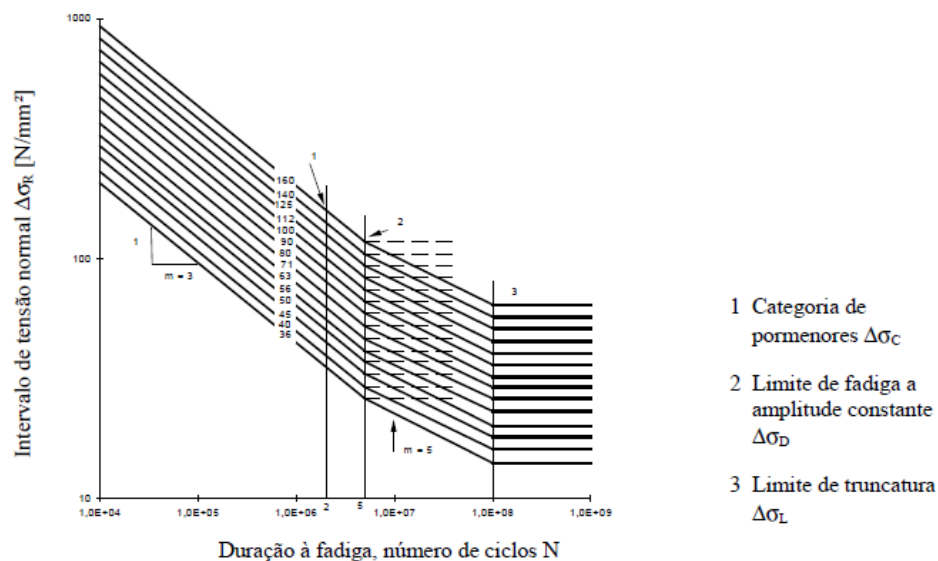


Figura 4.6 - Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensões normais.

Existem dois métodos de verificação do estado limite da fadiga. Um deles é o método do tempo de vida garantido no qual uma tensão representativa, que corresponde ao número de ciclos de carga provocadas pela ação de fadiga, é comparado com um valor limite que representa o número máximo de ciclos de resistência. Este método é utilizado quando a formação de fenda pode levar rapidamente a rutura e quando não são esperadas inspeções periódicas; Por conseguinte, é aplicado um fator de segurança superior γ_m (IEC61400-1, 2005). O cálculo da acumulação de danos é feito pela fórmula Palmgren-Miner:

O segundo método é o DEL (método do dano controlado), que se baseia num equivalente de amplitude constante da gama de tensão associada com uma série de ciclos de referência. As cargas de fadiga podem ser implementada como séries temporais, mas para um modelo FEM é uma grande quantidade de informação devido ao número de nós, ou espectros de carga. O método DEL transforma o espectro de fadiga numa simples forma retangular ou trapezoidal. Em vez da curva com dois declives, no DEL existe apenas uma reta com a inclinação $m = 4$ e a vida de fadiga do cálculo para as torres $N_{ref} = 5,29 \times 10^8$ ciclos. No apêndice J do [EN1993-1-9], podem ser encontrados cálculos de fadiga para a torre, com a ligação a partir do exterior.

$$DEL = \left(\sum_{i=1}^n range_i^m * \frac{N_i}{N_{ref}} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (4.16)$$

4.6 Ligações

Para fins de projeto, é assumido que a resistência da ligação de anéis de flange aparafusado tridimensional, que é carregada principalmente em flexão, pode ser descrita pela resistência de um segmento com um único parafuso e uma largura de ligação equivalente ao comprimento de arco entre buracos de parafusos, que é carregado em tensão. Com a ajuda de análise numérica de todo o sistema, Seidel provou que esta hipótese está correta [Husson W. 2008].

As verificações necessárias para o projeto são as seguintes:

- Resistência no Estado Limite Último
- Fadiga
- Resistência no Estado Limite de Serviço
- Abertura de flange no eixo do parafuso
- Deformação de Flange
- Deformação de parafuso

Apenas vão ser considerados o ELU e a fadiga. A ligação mais comum entre os segmentos de torres é a ligação L-flange aparafusado onde pares de flanges de aço são soldadas no interior dos tubos e aparafusados com parafusos pré-esforçados de alta resistência.

4.6.1 Efeito da fadiga nas ligações

No EN 1993-1-9 são dadas tabelas de detalhes estrutural, ligações soldadas e aparafusadas; que fornecem o tipo de tensão utilizar na avaliação de fadiga e a curva de resistência a ser utilizadas para a análise do pormenor.

A falha por fadiga é condicionada pela resistência dos parafusos que é intrinsecamente baixa devido à concentração de tensões introduzidas na base do parafuso. Depende do processo de fabrico o método usado para derivar as cargas de fadiga [GmbH, 2003].

A verificação da fadiga tem em conta os vários tipos de detalhes de fadiga existentes na estrutura. No caso de torres tubulares com ligação de flange estes detalhes são identificados nas ligações.

4.6.2 Ligações em flange

A maioria das flanges para turbinas onshore têm diâmetros entre cerca de 3m e 4,3 m. A largura é determinada pelo tamanho do parafuso que varia entre 100 mm e 300 mm. A espessura depende da rigidez necessária, e é tipicamente mais de 100 mm para uma flange inferior. Os diâmetros dos parafusos são tipicamente M36 a M42, mas pode ir até M48 [Husson W. 2008].

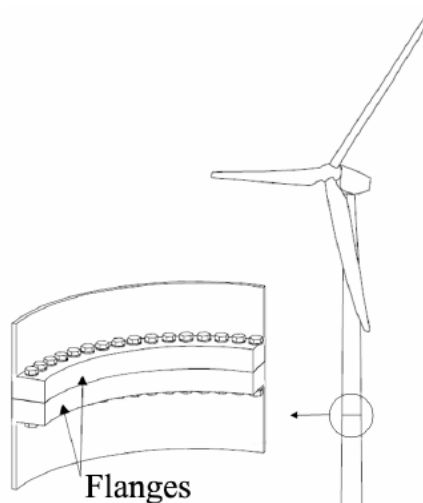


Figura 4.7 – Flanges na torre eólica.

O processo de fabricação é trabalhoso e dispendioso. Imperfeições de contacto têm um efeito negativo na resistência e são necessárias tolerâncias restritivas. Por exemplo, o desvio máximo de nivelamento para uma flange de 3m de diâmetro é 0,8 milímetros [Husson W. 2008]. As flanges podem forjadas ou então laminadas de perfis planos e soldadas. Em seguida, são desenhadas com as dimensões necessárias e soldadas aos tubos. A soldadura pode causar imperfeições geométricas adicionais e se as tolerâncias não forem atendidas para a flange soldada, será necessária uma segunda operação de usinagem será necessária.

Para garantir o perfeito alinhamento de flanges emparelhadas os buracos dos parafusos são perfurados com a utilização de máquinas CNC (controle numérico computadorizado).

Por conseguinte, o desenho da ligação é geralmente regida pela resistência à fadiga. E dado que o número e tamanho dos parafusos estão limitados, podem prejudicar a eficiência de toda a estrutura.

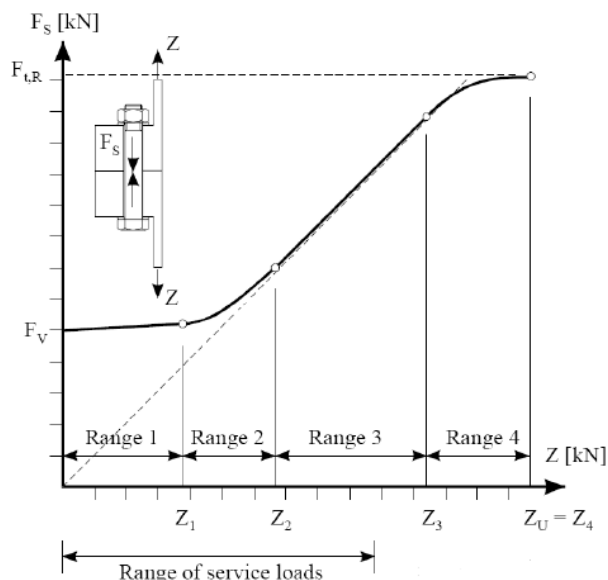


Figura 4.8 – Relação entre a força no parafuso e a força aplicada [Husson W. 2008].

- **Estados limites últimos**

A resistência estática de uma ligação de flange, no estado limite final é determinada pela falha dos parafusos e / ou da flange. O projeto é normalmente realizado utilizando o método da dobradiça plástica desenvolvido por Petersen e apresentado em [Husson W. 2008].

A flange é considerada como uma viga e modos de falhas são definidos com as linhas de rutura plásticas a desenvolverem-se em diferentes localizações. Podem ser definidos três modos de falhas ilustrados na Figura 4.8.

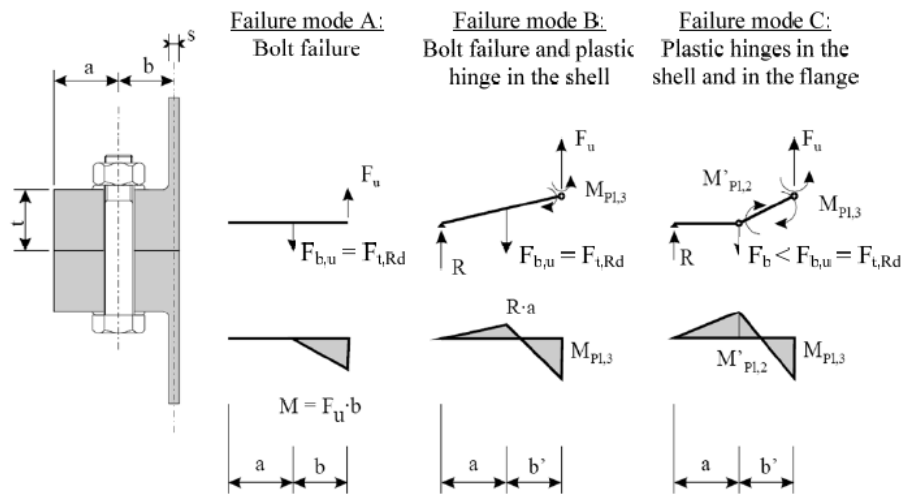


Figura 4.9 – Modos de rutura de uma flange segundo Petersen [Husson W. 2008].

Seidel considerou outros tipos de distribuição de forças, baseados em análise numérica e experimental, dois novos modos de rutura D e E, em vez do modo C, como podemos ver a Figura 4.9.

No modo de falha D, uma dobradiça de plástico desenvolve-se no eixo do parafuso. A resistência à flexão da flange é reduzida pelo buraco de parafuso, que é representada num momento reduzido como no modo C por Petersen. No entanto, a resistência adicional da força de excentricidade do parafuso é considerada. No modo de falha E, uma dobradiça de plástico desenvolve-se a partir do eixo do parafuso, em anilhas médias. Neste caso é utilizada a capacidade total de flexão da flange.

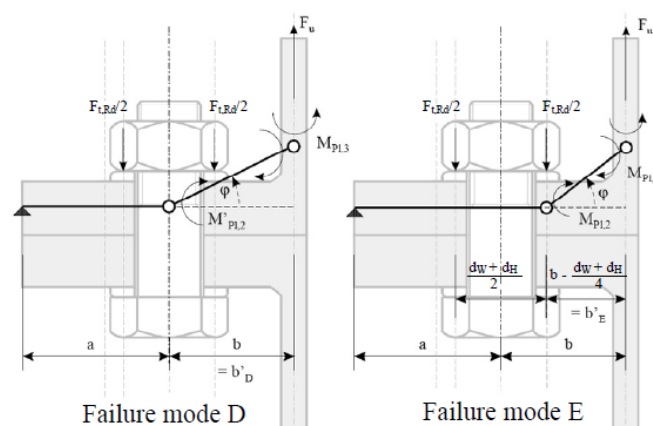


Figura 4.10 – Novos modos de rutura das flanges segundo [Husson W. 2008].

A resistência à tensão no parafuso pode ser derivada de acordo com o EN 1993-1-8, como:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} \quad (4.17)$$

Onde:

A_s – Área do parafuso,

γ_{M2} – Coeficiente parcial de segurança,

f_{ub} – Tensão de rutura a tração do parafuso.

Quando se abre a flange, os parafusos deixam de ser carregados axialmente. No entanto, evidências experimentais [Husson W. 2008]., mostram que deformações até cerca de 13 graus de abertura não influenciam a resistência dos elementos de fixação. Os esforços de torção induzidos durante a pré tensão não são considerados. Assim, utilizando a resistência do parafuso dada na equação (4.17) a resistência da ligação é tomada como a resistência mais baixa dos quatro modos de falha. Eles são calculados como apresentado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Resistência dos estados limites últimos para os diferentes modos de rutura.

Modo de rutura	Resistência	Condições de viabilidade
A	$F_U = F_{t,Rd}$	A resistência a flexão da casca não pode exceder: $F_U * b \leq M_{PL,3}$
B	$F_U = \frac{F_{t,Rd} * a + M_{PL,3}}{a + b'}$	O mínimo da resistência a flexão da flange no eixo do parafuso não pode exceder: $R * a \leq M'_{PL,2}$
D	$F_U = \frac{M'_{PL,2} + \Delta M_{PL,2} + M_{PL,3}}{b'_D}$	O momento de flexão da flange não pode exceder: $\left(\frac{F_{t,Rd}}{2} - F_{U,D}\right) * \left(\frac{d_w - d_H}{4}\right) \leq M_{PL,2} - M'_{PL,2}$ A reação da força, R, deve atuar na flange: $r = \frac{M'_{PL,2} - \Delta M_{PL,2}}{F_{t,Rd} - F_U}$
E	$F_U = \frac{M_{PL,2} + M_{PL,3}}{b'_D}$	O momento de flexão da flange não pode exceder: $\left(\frac{F_{t,Rd}}{2} - F_{U,E}\right) * \left(\frac{d_w - d_H}{4}\right) \geq M_{PL,2} - M'_{PL,2}$ A reação da força, R, deve atuar na flange:

$$M'_{Pl,2} + 2 * \Delta M_{Pl,2} = R * \left(r + \frac{d_w + d_H}{4} \right)$$

$$r = \frac{M'_{Pl,2} + 2 * \Delta M_{Pl,2}}{F_{t,Rd} - F_U} - \frac{d_w + d_H}{4} \leq a$$

Onde,

$$M'_{Pl,2} = c' * \frac{t^2}{4} * f_{yd}$$

Resistência a flexão da flange no eixo do parafuso.

$$M'_{Pl,2} = c' * \frac{t^2}{4} * f_{yd}$$

Resistência final a flexão da flange.

$$\Delta M_{Pl,2} = \frac{f_{t,Rd}}{2} * \frac{d_s + d_B}{4}$$

Momento resistente adicional introduzido pela excentricidade da força no parafuso.

$$M_{Pl,3}$$

Resistência à flexão da casca ou da flange, considerando a interação M-N e M-V, respetivamente. É obtido de forma iterativa derivado:

$$M_{Pl,3} = \min \left\{ \begin{array}{l} M_{Pl,N,Casca} = \left[1 - \left(\frac{N}{N_{Pl,Casca}} \right)^2 \right] * M_{Pl,Casca} = \left[1 - \left(\frac{F_U}{c * s * f_{yd,Casca}} \right)^2 \right] * \frac{c * s^2}{4} * f_{yd,Casca} \\ M_{Pl,V,Flange} = \left[\sqrt{1 - \left(\frac{V}{V_{Pl,Flange}} \right)^2} \right] * M_{Pl,Flange} = \left[\sqrt{1 - \left(\frac{F_U}{c * t * f_{yd,Flange}} \right)^2} \right] * \frac{c * t^2}{4} * f_{yd,Flange} \end{array} \right.$$

Onde,

R – Reação na flange,

a – Ddistância a partir do eixo do parafuso para o bordo da flange,

b - Distância a partir do eixo do parafuso ate o meio do plano casca,

t – Espessura da flange,

s – Espessura da casca,

c – Largura do seguimento,

$c' = c - d_H$ – Largura do seguimento menos o diâmetro do parafuso,

d_H – Diâmetro do parafuso,

d_W – Diâmetro da anilha,

$b_D' = b$ - Distância entre o eixo do parafuso até ao ponto de plastificação na casca ou na flange,

$b_D' = b + \frac{d_H+d_W}{4}$ Distância entre o meio da anilha ate ao ponto plastificação na casca ou flange.

- **Fadiga**

A rutura da ligação por flange ocorre por rutura nos parafusos. A resistência do parafuso como componente não é, contudo, suficiente por si só para determinar a resistência da ligação. Na verdade as solicitações são dependentes da geometria e da pretensão.

A verificação é realizada de acordo com o EN1993-1-9.

$$D_d = \sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (4.18)$$

Devido à pré-tensão, a relação entre a tensão na casca e as variações de tensão nos parafusos é não-linear. Este comportamento é ilustrado na Figura 4.8 onde o serviço e cargas de fadiga estão dentro do intervalo de 1 a 3.

Isso impede que a simplificação dos espectros de carga de fadiga para um DEL possa ser usado para sistemas lineares. Diferentes modelos têm sido desenvolvidos para aproximar a relação entre a carga de tração e a força do parafuso. Eles são amplamente descrito por Seidel [Husson W. 2008], que também propôs um método cuja validade foi confirmada por experiências e análises numéricas. O último é aqui considerado.

No intervalo linear (intervalo 1 na Figura 4.8), o modelo para a relação entre a casca e a carga do parafuso (modelo de Seidel) baseia-se nas recomendações de VDI-Richtlinie 2230 em [Husson W. 2008]. Na gama não linear a partir de um componente de carga excêntrica os parafusos são adicionado. A formulação geral da variação de carga é assim:

$$\Delta F_B = \Delta F_{B,Cêntrica} + \Delta F_{B,excêntrica} \quad (4.19)$$

$$\Delta F_{B,cêntrica} = \Phi * F = n * \frac{\delta_J}{\delta_J + \delta_B} * F \quad (4.20)$$

Onde,

Φ – Fator de carga,

δ_J – Resiliência da ligação,

δ_B – Resiliência do parafuso,

n – Fator de introdução de carga,

F – Tensão na casca.

Para as flanges de torres eólicas com espessura duas vezes maior que a zona da rosca do parafuso, a rigidez pode ser aproximada a:

$$\frac{1}{\delta_J} = \frac{E * \pi}{4 * 2 * t} * \left[\left(d_w + \frac{2 * t}{10} \right)^2 - d_H^2 \right] \quad (4.21)$$

A rigidez do parafuso é dada por:

$$\frac{1}{\delta_J} = \frac{E * A}{2 * t} = k_B \quad (4.22)$$

O fator de introdução de carga é dado por VDI-Richtlinie 2230 [Husson W. 2008]:

$$n = n_{2D} * k_{ar} * k_{dh} * k_{dw} \quad (4.23)$$

Onde,

$$n_{2D} = 0.52 - 0.703 * a_k/t \quad (4.24)$$

$$k_{ar} \approx 1 - 1.74 * \left(\frac{a_r}{t} \right) + 1,24 * \left(\frac{a_r}{t} \right)^2 \quad (4.25)$$

$$k_{dh} \approx 0.85,$$

$$k_{dw} \approx 1.0$$

a_k - Distância entre a anilha e o interior da casca

$$a_k = b - \frac{d_w}{2} \quad (4.26)$$

a_r - Distância entre a anilha e o seguimento

$$a_r = \frac{c - d_w}{2} \quad (4.27)$$

A determinação da componente da carga excêntrica é mais complexa. Não serão expostos aqui os detalhes, só uma simples explicação. Mais informações podem ser encontradas em [Husson W. 2008].

A força do parafuso é determinada por um processo iterativo. Inicialmente uma superfície de contato é selecionada que permite a derivação da força de parafuso. Com base nesse novo carregamento do estado de contato é redefinido. Seguem-se então novas iterações até que se cumpram as tolerâncias desejadas.

A força do parafuso é determinada pela rigidez do parafuso e alongamento. Por sua vez, o alongamento pode ser derivada do ângulo de abertura da flange. Como rotações são pequenas, é razoável considerar que a rigidez do parafuso é constante.

Para determinar o ângulo de rotação, uma parte da flange é modelada como um encastramento corrigido no plano de contacto. A sua rotação como a parte superior é facilmente obtida após a aplicação dos momentos de flexão na casca, e assim é obtida a força de reação no parafuso.

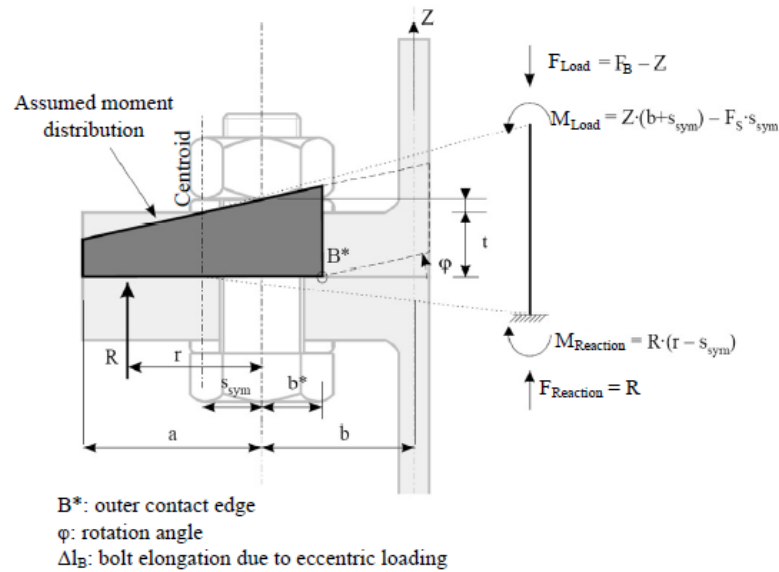


Figura 4.11 – Modelo da força excêntrica [Husson W. 2008].

4.6.3 Ligações por atrito

As ligações por atrito foram concebidas para ter uma resistência à fadiga semelhante ou melhor do que as soldaduras EN 1993-1-9. Estas ligações também têm uma maior rigidez [Husson W. 2008] e boas propriedades de dissipação de energia [Husson W. 2008]. A sua aplicação em torres poderia, assim, mudar as limitações do projeto das articulações à resistência da casca e melhorar a eficiência global da estrutura.

As ligações por atrito em estruturas de aço padrão normalmente usam parafusos de alta resistência de grau 10.9.

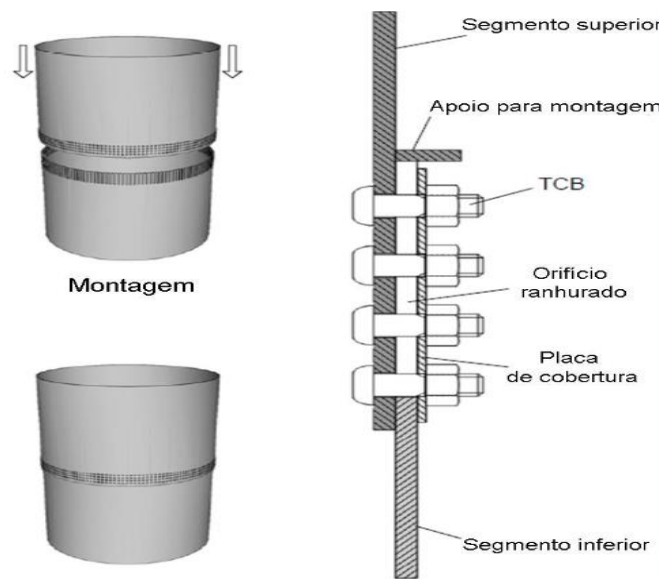


Figura 4.12 – Proposta de ligação por atrito.

- **Orifícios e ranhuras**

Para facilitar a montagem uma das seções tubulares, digamos que a inferior, orifícios de fendas longas.

Os elementos de fixação podem ser pré-instalados nos furos normais da outra secção e que podem ser então usados para o alinhamento angular da secção superior, enquanto é deslizada para baixo. O apoio deve então ser fornecido para segurar as secções durante o aparafusamento. Mas as ranhuras oferecem importantes tolerâncias longitudinais. E, como a rigidez de flexão da casca é localmente reduzida, uma boa conformação entre os tubos devem ser alcançada sem afetar significativamente a pressão de contato [Husson W. 2008].

O comportamento estático e resistência bem como o comportamento a longo prazo, necessita de ser assim investigada para o novo tipo de ligação.

No dimensionamento de uma ligação por atrito é considerada a mesma abordagem que uma ligação por meio de flange, ou seja é considerada uma única fila de parafusos.

- **Estados limites últimos**

A resistência estática nos Estados limites últimos pode ser definida como a resistência ao deslizamento de ligações de atrito. É fundamental tanto na pressão como na tensão. Como para as ligações de flange, os efeitos de forças de corte podem ser negligenciada.

A tensão de projeto final uniforme no segmento é dada como:

$$\sigma_{N,U} = \frac{F_{s,Rd}}{c * s} \quad (4.28)$$

Segundo EN 1993-1-9 esta é uma ligação por atrito da categoria C, tabela 3.2 (em estados limites últimos de deslizamento) os modos de falha são os seguintes:

- Resistência ao deslizamento - F_s, Rd ;
- Rolamento dos parafusos ou placas unidas devido a pressão de contato - F_b, Rd ;
- Resistência a tração - N_{net}, Rd .

Na configuração das ligações por atrito propostas para usar em torres eólicas, existem algumas diferenças, quando comparados com as ligações normais por atrito. A resistência final pode ser determinada de acordo com os seguintes modos de rutura:

- Resistência ao deslizamento.

$$Z_{s,Re} = \frac{n_s * \mu * k_s * F_{p,C}}{\gamma_{M3}} \quad (4.29)$$

- Resistência ao rolamento não se desenvolve porque os buracos estão entalhados.
- Resistência elástica da seção transversal da casca.

$$Z_{net,el,Rd} = (c - d_0) * s * \frac{f_{y,casca}}{\gamma_{M0}} \quad (4.30)$$

Em que:

K_s - Parâmetro dependente do tipo de furo, sendo definido no quadro 3.6 do EN 1993-1-9.

μ - Coeficiente de atrito entre as placas.

n_s - Numero de parafusos.

$F_{p,c}$ é força de pré-esforço dada por:

$$F_{p,c} = 0,7 * f_{ub} * A_s \quad (4.27)$$

$\gamma_{M3} = 1.25$ - Fator parcial de segurança.

O coeficiente de atrito depende do nível de tratamento das superfícies das placas de ligação; no quadro 3.7 do EC3 parte 1.8 definem-se quatro níveis de tratamento A, B, C e D, com valores de 0.5, 0.4, 0.3 e 0.2, respetivamente.

- **Fadiga**

Apesar de um segmento da ligação parece uma baínha, ele realmente tem três restrições dimensionais da curvatura casca que impediram flexão fora do plano. Para cálculo de fadiga pode assim ser considerada como um ligação unilateral com parafusos pré-esforçado. Para este tipo de detalhe é utilizada categoria 90Mpa de acordo com o EN 1993-1-9.

- **Dimensionamento**

A resistência no estado limite último é provável que seja o critério de condução para o projecto. Pode-se mostrar que, com a suposição de uma distribuição de tensões uniforme na conexão dos segmentos, o número mínimo de parafusos necessários na ligação é:

$$n_s \geq \frac{\sigma_{N,Ud} * \pi * d_a * s}{F_{S,Rd}} \quad (4.28)$$

O número máximo de linhas de parafusos é determinada alternativamente pelo espaçamento definido em EN1993-1-8 ou pela a folga necessária para as ferramentas de aperto.

$$n_{linha} \geq \frac{\pi * d_a}{2,4 * d_H} \quad (4.29)$$

4.6.4 TCB

Parafusos de controle de tensão (TCB) é um tipo especial de parafusos de alta resistência desenvolvida inicialmente no Japão. O seu aperto é realizado inteiramente no final da porca (ver Figura 4.13) com um chave elétrica especial. A ranhura é perza por um bocal interior, enquanto um outro bocal exterior e faz rodar a porca. Um número crescente de binários desenvolve-se entre o interior e o exterior da chave. Quando é antigida resistência de rutura passa a rodar o bocal.

O produtor afirma que apertar pode ser até duas vezes mais rápido e requerem quatro vezes menos horas de trabalho do que em comparação aos parafusos normais [23]. Também pode ser vantajoso contar com energia elétrica, em vez de pneumática ou hidráulica que são mais difícil para fornecer durante a montagem de uma torre eolica.

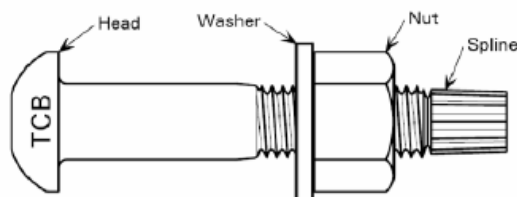


Figura 4.13 – Parafuso TCB [Husson W. 2008].

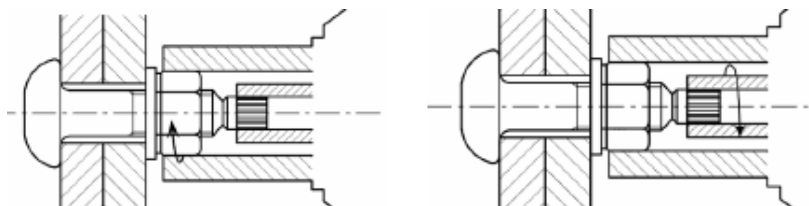


Figura 4.14 – Modo de aperto do parafuso [Husson W. 2008].

No entanto TCBs são os produtos que devem ser manipulados e apertados com cuidado. Alcançar uma pretensão satisfatória depende da avaliação precisa das propriedades de atrito do parafuso, porca e anilha. Um estudo de diferentes produtos disponíveis no mercado norte-americano, em 1998, mostraram que a exposição e o envelhecimento dos parafusos pode ter um significativo impacto no parafuso de pretensão [Husson W. 2008].

4.7 Deformações e rotações

Os Estados Limites de Utilização, são estados associados aos critérios que governam o uso corrente das estruturas durante um determinado período de tempo da sua vida útil, e que correspondem às condições em que as mesmas, ou um elemento estrutural, deixam de satisfazer essas exigências. São estados limites que podem ser expressos em termos de deformações.

As deformações ou rotações afetam negativamente o uso eficaz da estrutura, incluindo o bom funcionamento. A vibração, oscilação ou balanço que provoca a perda de sinais transmitidos;

As deformações, rotações e vibrações devem ser limitadas para evitar exceder esses limites. Os valores limites específicos devem ser acordados entre o projetista e o cliente, podendo ainda ser especificados nos Anexos Nacionais.

5 CASO DE ESTUDO DE UMA TORRE METÁLICA DE 80M

Neste Capítulo é apresentado o exemplo de cálculo as ilustrações seguintes são extraídas do software MathCad.

A torre considerada neste exemplo é de 80m e suporta três lâminas de turbina com um diâmetro de 92.5m e nominal saída de 2MW. Ela é projetada para a classe de vento II_A de acordo com a norma internacional IEC 61400-1, segunda edição 1999-1902, e a norma do DIBt, edição 2004. O caso de estudo foi efetuado de duas formas diferentes: através de três seções montadas com duas ligações L-flange intermédias, e através de ligações por atrito como na Figura 4.7.

As cargas utilizadas no exemplo para o ELU e para fadiga encontram-se na Tabela 3.1 3.2 e 3.3, mas serão majoradas.

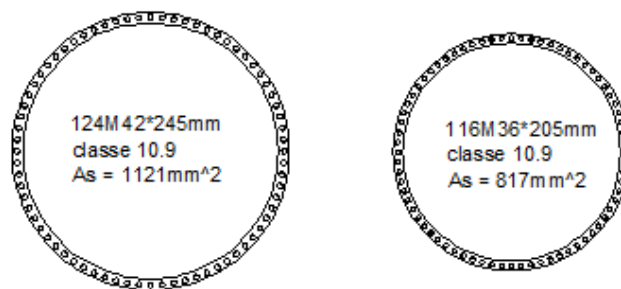


Figura 5.1 – Propriedades dos parafusos das flanges

5.1 Característica geométrica e dos materiais da torre

Neste subcapítulo serão definidas característica da torre como, o tipo de aço, a sua geometria ao longo da altura, peso próprio, peso das componentes do aerogerador etc.

Torre de aço com 80 metros de altura

Peso volúmico do aço: $ps := 78.5 \frac{kN}{m^3}$

Modo de elasticidade: $E := 210 GPa$

Aceleração da gravidade: $g = 9.807 \frac{m}{s^2}$

Peso do gerador: $Headweight := 1080 kN$

Peso total adicional a torre : $W_{cc} := 50 kN$

Altura da torre: $h := 80 m$

Diametro da base: $Db := 4.3 m$ $z := 0 m, 1 m..80 m$

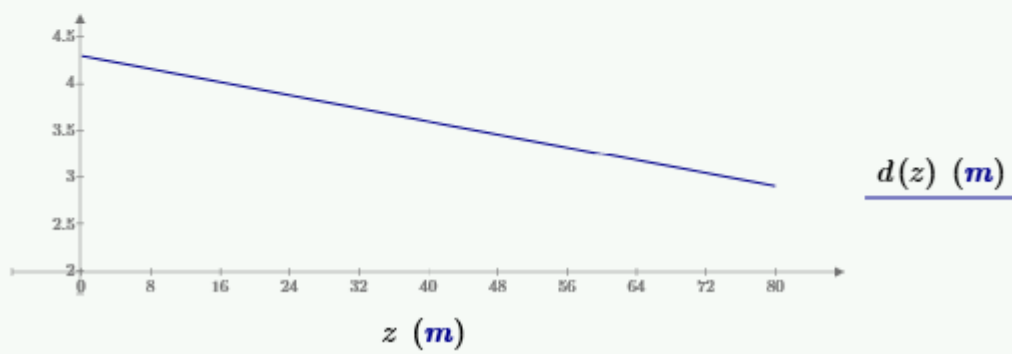
Diametro do topo: $Dt := 2.9 m$

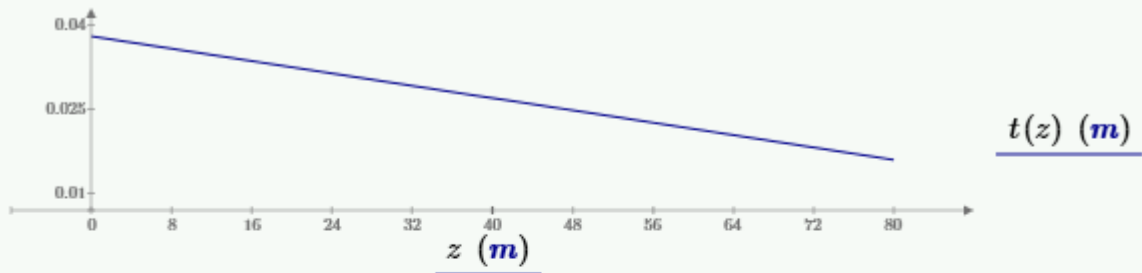
Espesura da base: $Tb := 0.038 m$

Espesura do topo: $Tt := 0.016 m$

Equação do diametro ao longo da altura $d(z) := -\frac{Db - Dt}{h} \cdot z + Db$ $d(20 m) = 3.95 m$

Equação do diametro ao longo da altura $t(z) := -\frac{Tb - Tt}{h} \cdot z + Tb$ $t(10 m) = 0.035 m$





Área ao longo da altura:

$$A_s(z) := \frac{\pi}{4} \cdot (d(z)^2 - (d(z) - t(z))^2)$$

$$A_s(10 \text{ m}) = 0.227 \text{ m}^2$$

Peso ao longo da altura:

$$wt(z) := A_s(z) \cdot ps$$

$$Wt(z) := \int_z^h wt(x) dx$$

Raio ao longo da
altura:

$$R(z) := \frac{d(z) - t(z)}{2}$$

Peso total da torre:

$$Wt(0 \text{ m}) = 980.364 \text{ kN}$$

Peso total:

$$W := Wt(0 \text{ m}) + W_{cc} + \text{Headweight} = (2.11 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Momento de inércia da
secção:

$$I(z) := \frac{\pi}{64} \cdot (d(z)^4 - (d(z) - t(z))^4)$$

Módulo de flexão:

$$S(z) := 2 \cdot \frac{I(z)}{d(z)}$$

A torre é dividida em 4 secções de 20 metros vencendo assim os 80 metros.

5.2 Ações a considerar no dimensionamento

Tal como foi dito no ponto introdutório deste Capítulo, serão feitos aqui os cálculos das ações a considerar no dimensionamento da torre, sendo que todos eles advêm do vento.

Forças de operação no topo (não majoradas)

• Caso 1

Topo:

$$F_{Xt1} := \frac{-808.3}{1.35} \text{ kN}$$

$$F_{Yt1} := \frac{-9.2}{1.35} \text{ kN}$$

$$F_{Zt1} := \frac{-1457.3}{1.35} \text{ kN}$$

$$M_{Xt1} := \frac{1480.7}{1.35} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Yt1} := \frac{-2248.3}{1.35} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Zt1} := \frac{-1378.9}{1.35} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Base:

$$F_{Xb1} := \frac{-837.2}{1.35} \text{ kN}$$

$$F_{Yb1} := \frac{27.6}{1.35} \text{ kN}$$

$$F_{Zb1} := \frac{-3174.7}{1.35} \text{ kN}$$

$$M_{Xb1} := \frac{521.1}{1.35} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Yb1} := \frac{-67796.3}{1.35} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Zb1} := \frac{-1363.1}{1.35} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resultantes para o caso 1

Topo:

Força horizontal resultante:

$$F_{Ht1} := \sqrt{F_{Xt1}^2 + F_{Yt1}^2} = 598.78 \text{ kN}$$

Força vertical resultante:

$$F_{Vt1} := F_{Zt1} = -1.079 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Momento flector resultante:

$$M_{Ft1} := \sqrt{M_{Xt1}^2 + M_{Yt1}^2} = (1.994 \cdot 10^3) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momento torsor resultante:

$$M_{Tt1} := M_{Zt1} = -1.021 \cdot 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Base:

Força horizontal resultante:

$$F_{Hb1} := \sqrt{F_{Xb1}^2 + F_{Yb1}^2} = 620.485 \text{ kN}$$

Força vertical resultante:

$$F_{Vb1}(z) := F_{Zb1} - Wt(z)$$

$$F_{Vb1}(0 \text{ m}) = -3.332 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$F_{Vb1}(30 \text{ m}) = -2.827 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Momento flector resultante:

$$M_{Fb1} := \sqrt{M_{Xb1}^2 + M_{Yb1}^2} = (5.022 \cdot 10^4) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momento torsor resultante:

$$M_{Tb1} := M_{Zb1} = -1.01 \cdot 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

• Caso 2

Topo:

$$F_{Xt2} := \frac{-102.5}{1.1} \text{ kN} \quad F_{Yt2} := \frac{-682.9}{1.1} \text{ kN} \quad F_{Zt2} := \frac{-1202.2}{1.1} \text{ kN}$$

$$M_{Xt2} := \frac{1216.9}{1.1} \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Yt2} := \frac{-1803.8}{1.1} \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Zt2} := \frac{1334.4}{1.1} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Base:

$$F_{Xb2} := \frac{-217.4}{1.1} \text{ kN} \quad F_{Yb2} := \frac{-933.0}{1.1} \text{ kN} \quad F_{Zb2} := \frac{-2602.6}{1.1} \text{ kN}$$

$$M_{Xb2} := \frac{64537.7}{1.1} \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Yb2} := \frac{-14579.7}{1.1} \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Zb2} := \frac{1339.3}{1.1} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resultantes para o caso 2

Topo:

Força horizontal resultante: $F_{Ht2} := \sqrt{F_{Xt2}^2 + F_{Yt2}^2} = 627.772 \text{ kN}$

Força vertical resultante: $F_{Vt2} := F_{Zt2} = -1.093 \cdot 10^3 \text{ kN}$

Momento flector resultante: $M_{Ft2} := \sqrt{M_{Xt2}^2 + M_{Yt2}^2} = (1.978 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento torsor resultante: $M_{Tt2} := M_{Zt2} = (1.213 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Base:

Força horizontal resultante: $F_{Hb2} := \sqrt{F_{Xb2}^2 + F_{Yb2}^2} = 870.903 \text{ kN}$

Força vertical resultante: $F_{Vb2}(z) := F_{Zb2} - Wt(z)$

$$F_{Vb2}(0 \text{ m}) = -3.346 \cdot 10^3 \text{ kN} \quad F_{Vb2}(30 \text{ m}) = -2.841 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Momento flector resultante: $M_{Fb2} := \sqrt{M_{Xb2}^2 + M_{Yb2}^2} = (6.015 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento torsor resultante: $M_{Tb2} := M_{Zb2} = (1.218 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Carga de Calculo

$$H := |\max(F_{Hb1}, F_{Hb2})| = 870.903 \text{ kN}$$

$$V := |\max(F_{Vb1}(20 \text{ m}), F_{Vb2}(20 \text{ m}))| = (2.975 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M1 := |\max(M_{Fb1}, M_{Fb2})| = (6.015 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M2 := |\max(M_{Tb1}, M_{Tb2})| = (1.218 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fadiga

Ação de dano equivalente para $m=4$ e $N_{ref}=2 \cdot 10^8$

TOPO

$$\Delta M_{xt} := 312.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{yt} := 1206.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{zt} := 1229.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

BASE

$$\Delta M_{xb} := 4774.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{yb} := 6204.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{zb} := 1228.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5.3 Valor de referência do vento ao longo da altura da torre

Baseando no EN 1991 1-1, para definição da ação do vento atuando numa estrutura, é calculada a influência do vento ao longo da altura da torre.

Valor básico da velocidade de referência do vento

$$V_{b0} := 27 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Quadro NA.I

Coeficiente de direção:

$$c_{dir} := 1.0$$

cl. 4.2, Nota 2

Coeficiente de sazão:

$$c_{season} := 1.0$$

cl. 4.2, Nota 3

$$V_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b0} = 27 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

(4.1)

Velocidade média do vento

$$V_m(z)$$

Comprimento de rugosidade:

$$z_0 := 0.01 \text{ m}$$

cl. 4.3.2

Altura mínima:	$z_{min} := 1 \text{ m}$	Quadro 4.1
Altura máxima:	$z_{mdx} := 200 \text{ m}$	cl.4.3.2
Comprimento de rugosidade para tipo de terreno II:	$z_{0II} := 0.05 \text{ m}$	Quadro 4.1
coeficiente de terreno	$k_r := 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0II}} \right)^{0.07} = 0.17$	cl. 4.3.2
$z_{min} \leq z \leq z_{mdx}$		
Coeficiente de rugosidade (z variavel):	$C_r(z) := k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)$	cl. 4.3.1
Coeficiente de orografia	$C_0(z) := 1$	cl. 4.3.1
$V_m(z) := C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot V_b$		
Pressão dinamica de pico	$q_p(z)$	
Coficiente de turbulência	$K_I := 1.0$	cl. 4.4 Nota 2
Intensidade da turbulência:	$I_v(z) := \frac{K_I}{C_0(z) \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)}$	cl. 4.4 Nota 2
Densidade do ar:		$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Pressão dinâmica de pico	$q_p(z) := (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m(z)^2$	
$q_p(20 \text{ m}) = (1.457 \cdot 10^3) \text{ Pa}$		
Zona da primeira ligação à 20 m		

5.4 Encurvadura

Na sequência do Capítulo 4, são aplicadas as equações nele demonstradas. Neste subcapítulo é apresentado o cálculo de tensões, bem como os fator de redução dento em conta a encurvadura, sendo finalmente efetuada a verificação do estado de tensão.

Coeficiente de majoração de ações:	$\gamma_n := 1.35$
Coeficiente parcial de resistencia à encurvadura:	$\gamma_{M1} := 1.1$
	$f_{yk} := 355 \text{ MPa}$
Comprimento do elemento:	$L1 := 80 \text{ m}$
Força vertical:	$FV := \left F_{Vb1} \left(\frac{L1}{2} \right) \right = (2.698 \cdot 10^3) \text{ kN}$
Força horizontal:	$FH := H = 870.903 \text{ kN}$
Momento fletor:	$MF := M1 = (6.015 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$
Momento torsor:	$MT := M2 = (1.218 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$
Diâmetro médio exterior da secção considerada:	$D_{\text{médio}} := \text{mean}(d(0 \text{ m}), d(80 \text{ m})) = 3.6 \text{ m}$
Espessura média da secção considerada:	$T_{\text{médio}} := \text{mean}(t(0 \text{ m}), t(80 \text{ m})) = 0.027 \text{ m}$
Área da secção média	$A_{\text{med}} := \pi \cdot (D_{\text{médio}} - T_{\text{médio}}) \cdot T_{\text{médio}} = 0.303 \text{ m}^2$
	$D := D_{\text{médio}} \quad s := T_{\text{médio}}$
Tensões	
Tensão causada por flexão:	$\sigma_{xMF} := \frac{MF}{\pi \cdot \left(\frac{D-s}{2} \right)^2 \cdot s} = 222.182 \text{ MPa}$
Tensão causada por compressão:	$\sigma_{xFV} := \frac{FV}{\pi \cdot (D-s) \cdot s} = 8.903 \text{ MPa}$
Tensão total meridional:	$\sigma_{xEt} := \sigma_{xMF} + \sigma_{xFV} = 231.086 \text{ MPa}$
Área resistente ao esforço transversal, (EC3 Cl 6.2.6):	$Av := 2 \cdot (D-s) \cdot s = 0.193 \text{ m}^2$
Tensão devido ao esforço transversal:	$\sigma_V := \frac{FH}{Av} = 4.514 \text{ MPa}$

Tensão devido à torsão:

$$\sigma_T := \frac{MT}{2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{D-s}{2}\right)^2 \cdot s} = 2.249 \text{ MPa}$$

Tensão de Corte:

$$\tau_{x\theta Ed} := \sigma_T + \sigma_V = 6.763 \text{ MPa}$$

Resistência à encurvadura meridional

Tensão meridional crítica de encurvadura D (1.2.1):

Raio da casca:

$$r := \frac{D}{2} = 1.8 \text{ m}$$

Parâmetro adimensional de comprimento
(D.1):

$$\omega := \frac{L1}{4 \sqrt{r \cdot s}} = 90.722$$

$$\text{Verificar} := \text{if } \frac{r}{s} \leq 0.21 \cdot \left(\frac{E}{f_{yk}}\right)^{0.5} \left\{ \begin{array}{l} \text{Verificar} \leftarrow \text{“Não é necessario”} \\ \text{else} \\ \text{Verificar} \leftarrow \text{“É necessario”} \end{array} \right.$$

Verificar = “É necesario”

Parâmetro para o efeito das condições de fronteira (Tabela D.1):

$$C_{xb} := 3$$

$$0.5 \cdot \frac{r}{s} = 33.333$$

$$\omega = 90.722$$

$$\omega > 0.5 \cdot \frac{r}{s}$$

Cilindro longo

$$C_{xN1} := 1 + \frac{0.2}{C_{xb}} \cdot \left(1 - 2 \cdot \omega \cdot \frac{s}{r}\right) = 0.885 \quad \text{(D.9)}$$

$$C_{xN2} := 0.6$$

$$C_{xN} := \text{if } C_{xN1} > 0.6 \quad \text{(D.8)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{xN} \leftarrow C_{xN1} \\ \text{else} \\ 0.6 \end{array} \right.$$

$$C_{xN} = 0.885$$

$$C_x := C_{xN}$$

Tensão meridional de encurvadura (D.2) $\sigma_{xRcr} := 0.605 \cdot E \cdot C_x \cdot \frac{s}{r} = (1.687 \cdot 10^3) \text{ MPa}$

Esbelteza relativa da casca (cl. 8.5.2 (6))

$$\lambda_x := \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{xRcr}}} = 0.459$$

Parâmetros da tensão de encurvadura (D1.2.2) :

$Q := 25$ Classe B Parâmetro devido à qualidade de fabricação (Tabela D.2)

Valor característico da amplitude da imperfeição

$$\Delta w_k := \frac{1}{Q} \cdot \sqrt{\frac{r}{s}} \cdot s = 0.009 \text{ m}$$

$$\alpha_x := \frac{0.62}{1 + 1.91 \cdot \left(\frac{\Delta w_k}{s}\right)^{1.44}} = 0.449$$

Factor de imperfeição elástico meridional

$$\beta := 0.6$$

Intervalo do fator plástico (D.16)

$$\eta := 1$$

Expoente de interação (D.16)

$$\sigma_{xE} := \sigma_{xE d}$$

$$\lambda_{x0} := 0.2 + 0.1 \cdot \frac{\sigma_{xMF}}{\sigma_{xE}} = 0.296$$

Esbelteza limite de esmagamento meridional (D.17)

$$\lambda_p := \sqrt{\frac{\alpha_x}{1 - \beta}} = 1.059$$

Limite plástico relativo da esbeltez (cl. 8.5.2 (5))

$C_r := \text{if } 10 \leq \omega \leq 8.7 \cdot \frac{r}{s}$ $\begin{cases} C_r \leftarrow 1 \\ \text{else if } \omega < 10 \\ C_r \leftarrow \sqrt{1 + \frac{42}{\omega^3}} \\ \text{else if } \omega > 8.7 \cdot \frac{r}{t} \\ C_r \leftarrow \frac{1}{3} \cdot \sqrt{\omega \cdot \frac{t}{r}} \end{cases}$	$C_r = 1$
$\tau_{x\theta Rcr} := 0.75 \cdot E \cdot C_r \cdot \sqrt{\frac{1}{\omega} \cdot \frac{s}{r}} = 248.037 \text{ MPa}$	<p>Tensão de encurvadura elástica crítica de corte (D.32)</p>
$\lambda_{r0} := 0.4$	<p>Limite plástico relativo da esbeltez (D.39)</p>
$\beta := 0.6$	<p>Intervalo do fator plástico (D.39)</p>
$\eta := 1$	<p>Expoente de interação (D.39)</p>
$\alpha_r := 0.65$	<p>Classe B - Alta (Tabela D.6)</p>
$\lambda_r := \sqrt{\frac{\frac{f_{yk}}{\sqrt{3}}}{\tau_{x\theta Rcr}}} = 0.909$	<p>Esbelteza relativa da casca (cl. 8.5.2 (6))</p>
$\lambda_{rp} := \sqrt{\frac{\alpha_r}{1-\beta}} = 1.275$	<p>Limite plástico relativo da esbeltez (cl. 8.5.2 (5))</p>
$\chi_r := \text{if } \lambda_r \leq \lambda_{r0}$ $\begin{cases} \chi_r \leftarrow 1 \\ \text{else if } \lambda_{r0} < \lambda_r < \lambda_{rp} \\ \chi_r \leftarrow 1 - \beta \cdot \left(\frac{\lambda_r - \lambda_{r0}}{\lambda_{rp} - \lambda_{r0}} \right)^\eta \\ \text{else if } \lambda_{rp} \leq \lambda_r \\ \frac{\alpha_r}{\lambda_r^2} \end{cases}$	$\chi_r = 0.651$

$\tau_{x\theta Rk} := \chi_{\tau} \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} = 133.399 \text{ MPa}$	Resistência característica à encurvadura (cl. 8.5.2 (3))
$\tau_{x\theta Rd} := \frac{\tau_{x\theta Rk}}{\gamma_{M1}} = 121.272 \text{ MPa}$	Resistência à encurvadura (cl. 8.5.2(1))
$\tau_{x\theta Ed} = 6.763 \text{ MPa}$	
+	
Tensão crítica circunferencial de encurvadura	
$C_{\theta} := 1.25$	Fator de pressão externa Tabela D.3
$\sigma_{\theta Rcr} := \text{if } 20 \leq \frac{\omega}{C_{\theta}} \leq 1.63 \cdot \frac{r}{s}$ $\left\ \left\ 0.92 \cdot E \cdot \left(\frac{C_{\theta}}{\omega} \right) \cdot \frac{s}{r} \right\ \right\ $ $\text{else if } \frac{\omega}{C_{\theta}} > 1.63 \cdot \frac{r}{s}$ $\left\ \left\ E \cdot \left(\frac{t}{r} \right)^2 \cdot \left(0.275 + 2.03 \cdot \left(\frac{C_{\theta}}{\omega} \cdot \frac{r}{t} \right)^4 \right) \right\ \right\ $	
$\sigma_{\theta Rcr} = 39.93 \text{ MPa}$	Tensão crítica circunferencial elástica de encurvadura (D.21 e D25)
$\alpha_{\theta} := 0.65$	Fator de redução da imperfeição elástica circunferencial, Tabela D.5
$\lambda_{\theta 0} := 0.4$	Limite plástico relativo da esbeltez (D.26)
$\beta := 0.6$	Intervalo do fator plástico (D.26)
$\eta := 1$	Expoente de interação (D.26)

$$\begin{aligned} \text{Verificar1} := & \text{if } \frac{r}{s} \leq 0.21 \cdot \left(\frac{E}{f_{yk}} \right)^{0.5} \\ & \left\| \text{Verificar1} \leftarrow \text{“Não é necessario”} \right. \\ & \text{else} \\ & \left. \left\| \text{Verificar1} \leftarrow \text{“É necessario”} \right. \right. \end{aligned} \quad (D.27)$$

$\text{Verificar1} = \text{“É necessario”}$

$$k_{w0} := 0.46 \cdot \left(1 + 0.1 \cdot \sqrt{\frac{C_{\theta}}{\omega} \cdot \frac{r}{s}} \right) = 0.504 \quad (D.29)$$

$$\begin{aligned} k_w := & \text{if } 0.65 \leq k_{w0} \leq 1 \quad \left. k_w = 0.65 \right. \\ & \left\| k_{w0} \right. \\ & \text{else if } k_{w0} < 0.65 \\ & \left\| 0.65 \right. \\ & \text{else} \\ & \left. \left\| 1 \right. \right. \end{aligned}$$

$$q_{Wmax} := q_p \left(\frac{L1}{2} \right) = (1.666 \cdot 10^3) \text{ Pa} \quad \text{Pressão máxima causada pelo vento (D.28)}$$

$$q_{eq} := k_w \cdot q_{Wmax} = (1.083 \cdot 10^3) \text{ Pa} \quad \text{Pressão uniforme externa equivalente}$$

$$\sigma_{\theta Ed} := q_{eq} \cdot \frac{r}{s} = 0.072 \text{ MPa} \quad \text{Tensão circunferencial de cálculo (D.30)}$$

$$\lambda_{\theta} := \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{\theta Rcr}}} = 2.982 \quad \text{Esbelteza relativa da casca (cl. 8.5.2 (6))}$$

$$\lambda_{\theta p} := \sqrt{\frac{\alpha_{\theta}}{1-\beta}} = 1.275 \quad \text{Limite plástico relativo da esbeltez (cl. 8.5.2 (5))}$$

$$\chi_{\theta} \quad \text{fazer o if} \quad \chi_{\theta} := 0.046$$

Fator de redução de encurvadura
(cl.8.5.2 (4))

$$\sigma_{\theta Rk} := \chi_{\theta} \cdot f_{yk} = 16.33 \text{ MPa} \quad \text{Tensão de encurvadura característica (cl. 8.5.2(3))}$$

$$\sigma_{\theta Rd} := \frac{\sigma_{\theta Rk}}{\gamma_{M1}} = 14.845 \text{ MPa} \quad \text{Resistência à encurvadura (cl. 8.5.2(1))}$$

$$\sigma_{\theta Ed} = 0.072 \text{ MPa}$$

Limitação das tensões (cl. 8.5.3):

$$k_x := 1.25 + 0.75 \cdot \chi_x = 1.904 \quad (\text{D.46})$$

$$k_\theta := 1.25 + 0.75 \cdot \chi_\theta = 1.285 \quad (\text{D.47})$$

$$k_\tau := 1.75 + 0.25 \cdot \chi_\tau = 1.913 \quad (\text{D.48})$$

$$k_i := (\chi_x \cdot \chi_\theta)^2 = 0.002 \quad (\text{D.49})$$

Verificação da interação da combinação dos esforços de membrana:

$$\text{Verificação_final} := \left(\frac{\sigma_{xEd}}{\sigma_{xRd}} \right)^{k_x} - k_i \cdot \left(\frac{\sigma_{xEd}}{\sigma_{xRd}} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{\theta Ed}}{\sigma_{\theta Rd}} \right) + \left(\frac{\sigma_{\theta Ed}}{\sigma_{\theta Rd}} \right)^{k_\theta} + \left(\frac{\tau_{x\theta Ed}}{\tau_{x\theta Rd}} \right)^{k_\tau}$$

$$\text{Verificação_final} = 0.692 < 1 \text{ Cumpre o critério} \quad \text{cl.8.5.3(3)}$$

5.5 Fadiga

Um exemplo de aplicação do método DEL.

Limite da amplitude da tensão de fadiga para $2 \cdot 10^8$ ciclos:

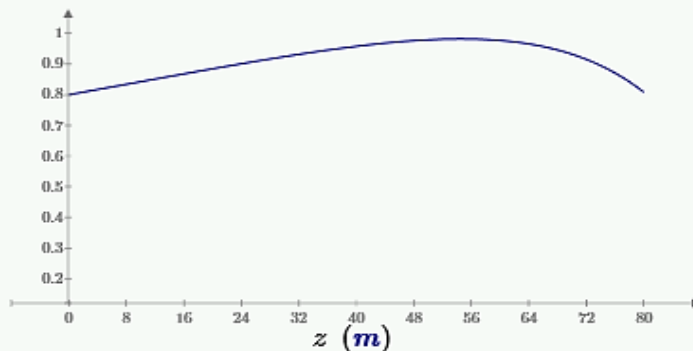
$$\Delta M_{xTotal}(z) := \frac{\Delta M_{xt} - \Delta M_{xb}}{h} \cdot z + \Delta M_{xb}$$

$$\Delta M_{yTotal}(z) := \frac{\Delta M_{yt} - \Delta M_{yb}}{h} \cdot z + \Delta M_{yb}$$

$$\Delta \sigma_{Ed}(z) := \frac{\max(\Delta M_{yTotal}(z), \Delta M_{xTotal}(z))}{S(z)}$$

$$\Delta \sigma_N := 90 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{2 \cdot 10^6}{2 \cdot 10^8} \right)^{\frac{1}{4}} = 28.46 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{Ed}(20 \text{ m}) = 25.191 \text{ MPa}$$



5.6 Ligações

Foram definidos o tipo e ligação, bem como os promenor do tipo de parafusos etc. Em seguida verificaram-se os critérios de dimensionamento para as ligações em flange e por atrito. É efetuado o cálculo da soldadura com base no EN 1993-1-9.

5.6.1 Ligação em flange

Características gerais do parafuso e da casca

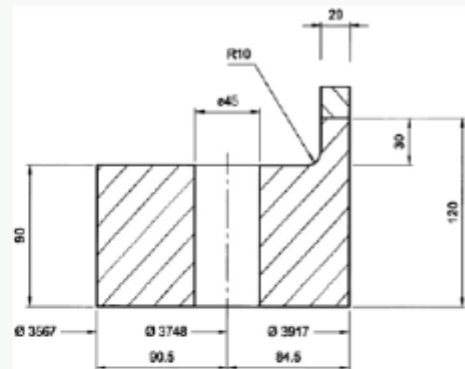
$A_s := 1121 \text{ mm}^2$	M42
$\gamma_{M0} := 1.1$	Coefficiente parcial de segurança
$\gamma_{M2} := 1.25$	Coefficiente parcial de segurança
$s_1 := 20 \text{ mm}$ $s_2 := 21 \text{ mm}$	Espessuras da casca (em cima e em baixo)
$f_{yCasca} := 355 \text{ MPa}$	
$f_{ub} := 1000 \text{ MPa}$	
$E := 210 \text{ MPa}$	Módulo de deformabilidade
Classe do parafuso 10.9	

Ações

$$M_{x,y} := (5.022 \cdot 10^4) \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$F_z := (2.925 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Estados limites ultimos



$$a := 90.5 \text{ mm}$$

Distância do eixo da extremidade ao eixo do parafuso

$$t_{fl} := 90 \text{ mm}$$

Altura da flange

$$f_{flange} := 355 \text{ MPa}$$

$$b := 84.5 \text{ mm} - \frac{s_1}{2} = 74.5 \text{ mm}$$

Distância do eixo da extremidade ao eixo do parafuso

$$D_0 := 45 \text{ mm}$$

Diâmetro nominal

$$F_{t.Rd} := \frac{0.9 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 807.12 \text{ kN}$$

Força resistente do parafuso

- Rotura no parafuso Z_{ult1} :

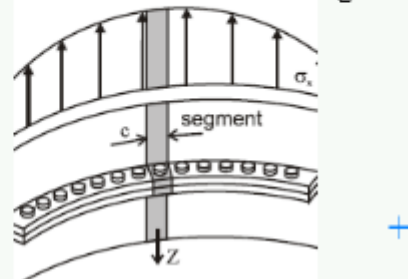
$$Z_{ult1} := F_{t.Rd}$$

$$Z_{ult1} := \frac{0.9 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

- Rotura no parafuso e plastificação na casca Z_{ult2} :

$$c_2 := 95 \text{ mm}$$

c_2 é a distância que se encontra na figura a seguir



$$W_{pl.Casca} := \frac{c_2 \cdot s_1^2}{4} = (9.5 \cdot 10^3) \text{ mm}^3$$

Módulo de plastificação na casca

$$M_{pl.Rd.Casca} := \frac{W_{pl.Casca} \cdot f_{y.Casca}}{\gamma_{M0}} = 3.066 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Momento plastico da casca

$$Z_{ult2} := \frac{F_{t.Rd} \cdot a + M_{pl.Rd.Casca}}{a + b} = 461.274 \text{ kN}$$

Resistência axial da casca $N_{pl.Rd}$:

$$A_{casca} := c_2 \cdot s_1 = 0.002 \text{ m}^2$$

Área da casca

$$N_{pl.Rd} := \frac{A_{casca} \cdot f_{y.Casca}}{\gamma_{M0}} = 613.182 \text{ kN}$$

Interação M-N, resistência plástica a flexão de acordo com EN 1993 1-1

$$M_{N.pl.Rd.Casca} := \left(1 - \left(\frac{Z_{ult2}}{N_{pl.Rd}} \right)^2 \right) \cdot M_{pl.Rd.Casca}$$

$$W_{pl.net.fl} := \frac{(c_2 - D_0) \cdot t_{fl}^2}{4}$$

Módulo de plastificação da flange

$$M_{pl.Rd.fl.net} := \frac{W_{pl.net.fl} \cdot f_{flange}}{\gamma_{M0}} = 32.676 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$Z_{ult2} := -\frac{N_{pl.Rd}^2 \cdot (a+b)}{2 \cdot M_{pl.Rd.Casca}} + N_{pl.Rd} \cdot \sqrt{1 + \frac{N_{pl.Rd}^2 \cdot (a+b)^2 + 4 \cdot F_{t.Rd} \cdot a \cdot M_{pl.Rd.Casca}}{4 \cdot M_{pl.Rd.Casca}^2}}$$

$$Z_{ult2} = 451.213 \text{ kN}$$

- Plastificação na casca e na flange Z_{ult3} :

$$Z_{ult3} := -\frac{N_{pl.Rd}^2 \cdot b}{2 \cdot M_{pl.Rd.Casca}} + \sqrt{\frac{N_{pl.Rd}^4 \cdot b^2}{4 \cdot M_{pl.Rd.Casca}^2} + \frac{M_{pl.Rd.fl.net} + M_{pl.Rd.Casca} \cdot N_{pl.Rd}^2}{M_{pl.Rd.Casca}}}$$

Distancia entre a borda da anilha e o seguimento:

$$a_r := \frac{c_2 - d_w}{2} = 0.03 \text{ m}$$

Regidez do parafuso:

$$k_B := \frac{E \cdot A_s}{2 \cdot h} = (1.308 \cdot 10^6) \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$\delta_B := \frac{1}{k_B} = (7.646 \cdot 10^{-7}) \frac{\text{s}^2}{\text{kg}}$$

Factor de introdução de carga ne :

$$n_{2D} := 0.52 - 0.703 \cdot \frac{a_k}{h}$$

Regidez da anilha e na zona de furo

$$k_{ar} := 1 - 1.74 \cdot \left(\frac{a_r}{h}\right) + 1.24 \cdot \left(\frac{a_r}{h}\right)^2 = 0.558$$

$$k_{dh} := 0.85$$

$$k_{dw} := 1$$

$$ne := n_{2D} \cdot k_{ar} \cdot k_{dh} \cdot k_{dw} = 0.014$$

$$Z_{ult3} = 456.909 \text{ kN}$$

Tensão atuante $\sigma_{ult.Ed}$:

$$\sigma_{ult.Ed} := 199.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ult.Rd1} := \frac{Z_{ult2}}{c_2 \cdot s_1} = 237.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ult.Rd2} := \frac{Z_{ult3}}{c_2 \cdot s_1} = 240.478 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ult.Rd1} > \sigma_{ult.Ed}$$

Fadiga ΔF_B

$$d_w := 35 \text{ mm}$$

Diâmetro do furo

$$d_h := 37 \text{ mm}$$

Diâmetro da anilha

$$h := t_{fl} = 90 \text{ mm}$$

Altura da flange

Distancia entre a borda da anilha e o lado interior da casca:

$$a_k := b - \frac{d_w}{3} = 0.063 \text{ m}$$

Regidez da ligação k_j :

$$k_j := \frac{E \cdot \pi}{4 \cdot 2 \cdot h} \cdot \left(\left(d_w + \frac{2 \cdot h}{10} \right)^2 - d_h^2 \right) = (1.319 \cdot 10^6) \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$\delta_j := \frac{1}{k_j} = (7.579 \cdot 10^{-7}) \frac{\text{s}^2}{\text{kg}}$$

Factor de carga Φ :

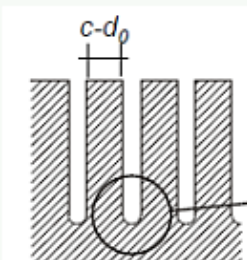
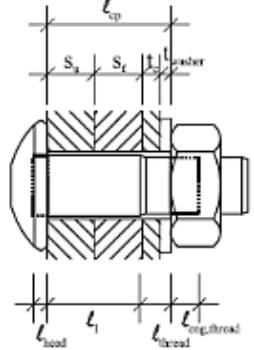
$$\Phi := n_e \cdot \frac{\delta_j}{\delta_j + \delta_B} = 0.007$$

Compomente centrica $\Delta F_{B.cent}$:

$$\Delta F_{B.cent} := \Phi \cdot F_z = 20.159 \text{ kN}$$

$$\Delta F_B := \Delta F_{B.cent} = 20.159 \text{ kN}$$

5.6.2 Ligação por atrito

	
<p>Estados limites ultimos</p> <p>$n_s := 4$</p> <p>$\mu := 0.65$</p> <p>$K_S := 0.63$</p> <p>$A_s := 561 \text{ mm}^2$</p> <p>$\gamma_{M3} := 1.25$</p>	<p>Numero de parafusos em linha</p> <p>Factor de atrito</p> <p>Parametro que depende do tipo de furo M30</p> <p>Coefficiente parcial de segurança</p>
<p>$c_1 := 87 \text{ mm}$</p> <p>$d_0 := 33 \text{ mm}$</p> <p>$\gamma_{M0} := 1$</p> <p>$s_1 := 20 \text{ mm}$ $s_2 := 21 \text{ mm}$</p> <p>$n_r := 140$</p> <p>$f_{yCasca} := 355 \text{ MPa}$</p> <p>$f_{ub} := 1000 \text{ MPa}$</p> <p>$F_{P,C} := 0.7 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 392.7 \text{ kN}$</p>	<p>Distancia entre dois parafusos em linha</p> <p>Diametro do furo</p> <p>Coefficiente parcial de segurança</p> <p>Espessuras da casca</p> <p>Numero de espaços</p> <p>Força pre-esforço do parafuso</p>

Características geométricas:

$$D_{out} := 3.917 \text{ m}$$

Diâmetro externo da casca na zona da ligação

$$D_{iner} := 3.877 \text{ m}$$

Diâmetro interno da casca na zona da ligação

$$A_i := \pi \cdot \frac{D_{out}^2}{4} - \pi \cdot \frac{D_{iner}^2}{4} = 0.245 \text{ m}^2$$

Área da casca na zona da ligação

$$I := \pi \cdot \frac{D_{out}^4}{64} - \pi \cdot \frac{D_{iner}^4}{64} = 0.465 \text{ m}^4$$

Inercia da casca na zona da ligação

$$W_i := \frac{I}{\frac{D_{out}}{2}} = 0.237 \text{ m}^3$$

Módulo de flexão da casca na zona da ligação

Tensão atuante $\sigma_{ult.Ed}$:

$$\sigma_{ult.Ed} := \frac{M_{x,y}}{W_i} - \frac{F_z}{A_i} = 199.65 \text{ MPa}$$

• Resistência ao esgorramento $\sigma_{ult.Rd}$:

$$\sigma_{ult.Rd1} := \frac{n_s \cdot \mu \cdot K_S \cdot F_{P.C}}{c_1 \cdot s_1 \cdot \gamma_{M3}} = 295.744 \text{ MPa}$$

Su=s1, seção de cima, como é visto na figura anterior

$$\sigma_{ult.Rd2} := \frac{n_s \cdot \mu \cdot K_S \cdot F_{P.C}}{c_1 \cdot s_2 \cdot \gamma_{M3}} = 281.661 \text{ MPa}$$

S1=s2, seção de baixo, como é visto na figura anterior

• Resistência elástica $\sigma_{Net.el.Rd}$:

$$\sigma_{Net.el.Rd} := \frac{(c_1 - d_0)}{c_1} \cdot \frac{f_{yCasca}}{\gamma_{M0}} = 220.345 \text{ MPa}$$

Resistência final:

$$\sigma_{ult.Rd} := \min(\sigma_{ult.Rd1}, \sigma_{ult.Rd2}, \sigma_{Net.el.Rd}) = 220.345 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ult.Rd} > \sigma_{ult.Ed} \quad \text{Verificado}$$

5.7 Análise de resultados

Para a torre de 80m totalmente em aço existe alguma informação acerca de diâmetros e espessuras de paredes. Na base é usualmente utilizada uma espessura de 30mm com diâmetro

de 4300mm e no topo da torre 2955mm com 18mm de espessura. Importa mencionar que, de acordo com [Baniotopoutos, C., 2009] a espessura da base encontra-se algo sobredimensionada sendo que contempla também o efeito da abertura da porta de entrada. A espessura do topo, 18mm, é a espessura utilizada na secção de transição entre a torre e a Nacelle, o que neste caso não se considera no cálculo. Como se pode verificar nos resultados sumários apresentados na Tabela 5.1. Neste exemplo constata-se que é possível reduzir a espessura no topo da torre para 15 mm.

Desta verificação nota-se que a variação de tensões, devido à fadiga, não é linear ao longo da altura nestas torres. Também podemos constatar a espessura podia ser menor no ponto de vista da estabilidade mas no ponto de vista da fadiga esta no limite.

Tabela 5.1 – Verificações efetuadas

Caso de estudo	Razão entre resistência atuante e a resistência limite
Estabilidade	0,69
Fadiga	0,90
Ligações	Verificado

Pode-se constatar que para uma ligação em flange o estado limite determinante é a rotura no parafuso e plastificação da casca, enquanto que na ligação por atrito é determinante a resistência elástica Tabela 5.2 ou seja na ligação por flange depende dos parafusos já a ligação por atrito depende da maioritariamente da espessura da torre, logo as flange necessitam de parafusos maior, e as por atrito de maior quantidade de parafusos. A nível económico as ligações por atrito tornam-se mais competitivas quando comparadas a ligações em flange.

Tabela 5.2 – Resistência das ligações

Ligações	Resistência (MPa)
Ligações em flange	
Plastificação no parafuso e na casca	237,5
Plastificação na flange e na casca	240,77
Ligações por atrito	
Escorregamento	281,66
Elástica	220,34

6 CONCLUSÃO

É reunido aqui um conjunto de informação relevante acerca de cálculo manual. Este cálculo consegue efetuar a análise de muitos dados essenciais no dimensionamento destas torres, mas é difícil de simular o completo estado de tensão da torre em detalhe, que pode ser avaliado utilizando um modelo de elementos finitos. No entanto tal modelo requer um maior esforço computacional. Também não foi considerado a análise ao sismo e o dimensionamento das fundações o que faria a implementação de um novo contexto, ou seja este trabalho visa zonas sismicamente pouco ativas.

Os segmentos necessários para a torre de aço de 80m possuem diâmetros que tornam possível o seu transporte até ao local de construção da torre de forma económica.

Para um dado tipo de superfície a resistência estática da ligação de atrito é determinado pela quantidade total de parafusos. Considerando o número de linhas de parafuso é limitado por um espaçamento mínimo, é possível aumentar o número de parafusos por cada fila a fim de conseguir a resistência desejada. O exemplo mostrou que, com uma quantidade relativamente realista de pequenos parafusos, as ligações poderiam ser concebidas com uma resistência superior ao limite de elasticidade do material de base.

As ligações em flange utilizadas têm resistências suficientes, mas a margem de melhoria é mais limitada dado que com parafusos ainda maiores seria necessário flanges mais grossos.

Usando ligações por atrito, a resistência da torre a carga estática pode, assim, ser transferida para a resistência do material ou para a sua estabilidade, os quais podem ser melhoradas usando tipos de aço superiores.

A resistência à fadiga da ligação por atrito devem ser investigadas experimentalmente para determinar a categoria de detalhes. Os benefícios podem ser adquiridos ao longo das atuais recomendações do EN1993-1-9. Em qualquer caso, a resistência à fadiga das ligações por atrito pode ser melhoradas pelo aumento a espessura da casca, enquanto a resistência à fadiga das ligações em flange é limitada pelo parafuso e o tamanho flange.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Simões, A., D, Rui (2007). “Manual de dimensionamento de estruturas metálicas”. Multicomp, Lda.- Mem Martins.
- Alves, C., (2013). “Fatigue Behaviour of Wind Towers: comparative analysis of Flange connections of Hybrid steel-concrete Wind Towers”. Tese de Mestrado, Universidade de Coimbra, Portugal.
- AWS Truewind (ASW), (2009). “Offshore wind technology overview”. Report. AWS, New York.
- Baniotopoutos, C., Lavasas, I., Nikolaides, G. and Zervas, P., “WP3.1 - Evaluation of Shell thicknesses” High-Strength Tower for Wind Turbine (HISTWIN2), 2009.
- Basu, B., (2010). Tower design and analysis, in Wind Power Generation and Wind Turbine Design (Wei Tong Ed.), WIT Press, Southampton, UK.
- Burton, T., Sharpe, D., Jenkins, N., & Bossanyi, E. (2001). Wind Energy Handbook. England: Wiley.
- Direção Geral de Energia e Geologia - DGEG: <http://www.dgge.pt/> (Consultado em Março de 2014).
- DIBt, Richtlinie für Windenergieanlagen: Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung, Reihe B, Heft 8, Berlin, 2012
- Elforsk. (2012, January). Cracks in onshore wind power - Causes and consequences. Elforskrapport 11:56.
- EN 1993-1-1:2005, “Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings”, European Committee for standardization, 2005.
- EN 1993-1-6:2007, “Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures”, European Committee for standardization, 2006.
- EN 1993-1-9:2010, “Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-9: Fatigue”, European Committee for standardization, 2010.
- EN 1993-3-1:2006, “Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 3-1: Towers, masts and chimneys – Towers and masts”, European Committee for standardization, 2006.
- ENEOP@ (2014), E. d. (s.d.). (Consultado em Março de 2014), de www.eneop.pt
- Germanischer Lloyd WindEnergie GmbH (GL Wind), (2010) Guideline for the Certification of Wind Turbines, Hamburg, Germany
- GE Energy, General Electric Company. www.gepower.com, (Consultado em Fevereiro de 2014).

- Hau, E., “Wind Turbines - Fundamentals, Technologies Application, Economics”, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2ª ed, ISBN-13 978-3-540-24240-6, Berlin, 2006.
- Husson W., (2008) “Friction Connections with Slotted Holes for Wind Towers” – Thesis at Luleå University of Technology.
- International Electrotechnical Commission. IEC 61400-1: 2005(E) Wind turbine generator systems – Part 1: Design Requirements, 3th Edition. International Standard.
- LaNier, M. and Berger/ABAM Engineers Inc., “LWST Phase I Project Conceptual Design Study: Evaluation of Design and Construction Approaches for Economical Hybrid Steel/Concrete Wind Turbine Towers”, subcontractor report NREL/SR-500-36777, Colorado, 2005.
- Moura, A., (2012). “Análise comparativa de torres eólicas em aço e híbridas aço-betão para alturas e potências variáveis”. Tese de Mestrado, Universidade de Coimbra, Portugal.
- Moura, A., Rebelo, C., e Gervásio, H., (2012) “Análise comparativa de torres eólicas em aço e híbridas aço-betão para alturas e potências variáveis” 2º congresso Luso-Africano de Construção Metálica Sustentável. ISISE, Dep. de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Rebelo, C., “WP1 - Design loads to be considered for tower and foundation design”. High-Strength Tower for Wind Turbine (HISTWIN2), 2012.