



**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**  
**Área Departamental de Engenharia Civil**



**DIMENSIONAMENTO DE UMA TORRE  
METÁLICA DE TELECOMUNICAÇÕES**  
**CARLOS MANUEL GUEGUEIS GONÇALVES**  
(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil  
Especialização em Estruturas

Orientador: Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado

Vogais:

Licenciado José António Fontelas dos Santos Viseu

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

**Fevereiro de 2017**



## **RESUMO**

Com este projeto, realizado no âmbito do Curso de Mestrado em Engenharia Civil com especialização em estruturas, a decorrer no Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL), pretende-se demonstrar a metodologia de dimensionamento de uma torre metálica destinada à colocação de antenas de telecomunicações. Esta demonstração baseia-se por um lado na aplicação das normas europeias, referidas como Eurocódigos, e, por outro, pela criação, desenvolvimento e utilização de folhas de cálculo como ferramentas de apoio.

Para a obtenção de esforços e tensões da estrutura foi utilizado o programa de cálculo automático (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017).

Neste tipo de estruturas a análise da ação do vento é de extrema importância para o correto dimensionamento da estrutura, pelo que deve ser quantificada seguindo o disposto no NP EN 1991-1-4: 2010 – Eurocódigo 1 - Ações em estruturas – Parte 1-4: Ações gerais – Ações do vento.

Para a análise deste tipo de estruturas, tendo em conta a esbelteza das secções, procedeu-se ao dimensionamento de acordo com o disposto no EN 1993-1-6: 2007 – Eurocódigo 3 – Design of steel structures – Parte 1-6: Strength and stability of Shell structures, European Committee for standardization, no qual é apresentado a metodologia de cálculo.

A pertinência do estudo desenvolvido neste projeto está relacionada com as atuais exigências da rede de telecomunicações em operação, uma das exigências que mais limita o tipo de solução estrutural neste tipo de torres tem a ver com o facto de em geral dispor-se de uma zona de implantação pequena, comparativamente com outra tipologia de torre.



## **ABSTRACT**

This project, carried out under the Master's Degree in Civil Engineering with specialization in structures, at the Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL), intends to demonstrate the methodology of designing a metal tower for the placement of antennas of Telecommunications. This demonstration is based on the one hand in the application of European standards, referred to as Eurocodes, and, on the other hand, create, development and use of spreadsheets, as a support tool, and, finally, for the Modeling of the structure using the automatic calculation program (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017).

In this type of structures the analysis of the wind action is of extreme importance for the correct dimensioning of the structure, so it must be quantified following the provisions of NP EN 1991-1-4: 2010 - Eurocode 1 - Actions in structures - Part 1- 4: General actions - Wind actions.

For the analysis of this type of structures, taking into account the slenderness of the sections, we had to proceed to the dimensioning according to the provisions of EN 1993-1-6: 2007 - Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-6: Strength and stability of Shell structures, European Committee for standardization, in which the calculation methodology is presented.

The pertinence of the study developed in this project is related to the current requirements of the current telecommunications network, managed by several operators, which can only be matched using this type of structures. This is because they require a smaller deployment area than any other structural solutions.

## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de agradecer ao Professor Luciano Jacinto, não só por todo o seu apoio e motivação, mas também por toda a disponibilidade demonstrada ao longo de todo o processo.

Por ultimo, não poderia deixar de agradecer á minha família e amigos, pelo apoio e motivação para a realização deste projeto.

# ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO .....	12
1.1.	OBJECTIVO.....	2
1.2.	METODOLOGIA.....	3
2.	MEMÓRIA DESCRITIVA .....	4
2.1.	CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL .....	4
2.1.1.	GEOMETRIA.....	4
2.1.2.	MATERIAIS.....	7
2.2.	GESTÃO DE FIABILIDADE .....	8
2.3.	PERÍODO DE VIDA ÚTIL DE PROJECTO.....	8
2.4.	REGULAMENTAÇÃO.....	9
2.5.	ANÁLISE ESTRUTURAL .....	10
2.6.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA .....	10
2.7.	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	10
2.7.1.	COMBINAÇÕES DE ACÇÕES .....	10
2.8.	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO .....	11
2.8.1.	COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	11
2.9.	MODELO DE CÁLCULO .....	12
2.9.1.	ANÁLISE MODAL.....	12
3.	CALCULOS JUSTIFICATIVOS .....	14
3.1.	AÇÕES .....	14
3.1.1.	PERMANENTES .....	14
3.1.2.	AÇÕES DO VENTO .....	14
3.1.2.1.	VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO.....	15
3.1.2.2.	TURBULÊNCIA DO VENTO .....	16
3.1.2.3.	PRESSÃO DINÂMICA DE PICO .....	17
3.1.2.4.	COEFICIENTE DE FORÇA .....	19

3.1.2.5.	COEFICIENTE ESTRUTURAL .....	23
3.1.2.6.	METODO DO ANEXO B – PROCEDIMENTO 1 .....	24
3.1.3.	FORÇA DO VENTO NO FUSTE DA TORRE .....	29
3.1.4.	FORÇA DO VENTO NOS CABOS E ESCADAS .....	30
3.1.5.	VENTO NAS ANTENAS .....	32
3.1.6.	ACÇÕES DO VENTO NA DIRECÇÃO TRANSVERSAL À DIRECÇÃO PRINCIPAL DO VENTO .....	32
3.1.7.	DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES .....	32
3.1.8.	OVALIZAÇÕES DE SECÇÕES DEVIDO À PARTILHA DE VÓRTICES.	37
3.1.9.	AÇÕES DEVIDAS A SISMOS .....	39
3.1.10.	AÇÃO DA TEMPERATURA .....	39
3.1.11.	AÇÃO DA NEVE .....	39
3.2.	VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DA TORRE METALICA.....	39
3.2.1.	ESFORÇOS DE DIMENSIONAMENTO .....	39
3.3.	VERIFICAÇÃO AOS ELU DAS SECÇÕES DO FUSTE DA TORRE .....	41
3.3.1.	VERIFICAÇÃO AOS ELU DAS SECÇÕES TRANVERSAIS DOS TROÇOS DO FUSTE DA TORRE – LS1 .....	42
3.3.2.	VERIFICAÇÃO AOS ELU À ENCURVADURA DOS TROÇOS DO FUSTE DA TORRE – LS3.....	44
3.3.2.1.	TENSÕES MERIDIONAIS.....	44
3.3.2.2.	TENSÕES CIRNCUNFERENCIAIS .....	50
3.3.2.3.	TENSÕES TANGENCIAIS .....	55
3.3.3.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS LIGAÇÕES ENTRE TROÇOS DA TORRE	59
3.3.3.1.	CÁLCULO TOTAL DE ESFORÇO AXIAL .....	61

3.3.3.2.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO QUADRANTE SUBMETIDO AO ESFORÇO DE TRACÇÃO.....	62
3.3.3.3.	LIGAÇÃO TROÇO 1 – TROÇO 2.....	65
3.3.3.4.	LIGAÇÃO TROÇO 2 – TROÇO 3.....	66
3.3.4.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA LIGAÇÃO DA TORRE À FUNDAÇÃO.....	67
3.3.4.1.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO QUADRANTE SUBMETIDO AO ESFORÇO DE TRACÇÃO.....	68
3.3.4.2.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO QUADRANTE SUBMETIDO AO ESFORÇO DE COMPRESSÃO .....	73
3.3.4.3.	VERIFICAÇÃO DO COMPRIMENTO DE ANCORAGEM NO BETÃO	74
3.3.5.	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO .....	76
3.4.	FUNDAÇÃO .....	76
3.4.1.	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE PERDA DE EQUILÍBRIO.....	77
3.4.2.	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE ROTURA .....	78
3.4.3.	DIMENSIONAMENTO DA GEOMETRIA E DAS ARMADURAS DA SAPATA.....	80
	BIBLIOGRAFIA.....	81
	PEÇAS DESENHADAS.....	84

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Características geométricas e elásticas das secções da Torre.....	5
Tabela 2 – Valores nominais da tensão de cedência $f_y$ e da tensão de rotura $f_u$ para os aços de acordo com a EN 10025 .....	7
Tabela 3 – Valores nominais da tensão de cedência $f_y$ e da tensão de rotura $f_{ub}$ à tração do aço do parafuso.....	7
Tabela 4 – Propriedades do betão e do aço para betão armado.....	7
Tabela 5 – Classes e fiabilidade segundo a norma EN1993-3-1:2006 [9] .....	8
Tabela 6 – Valores de Coeficientes parciais de segurança dos elementos da superestrutura [9].....	11
Tabela 7 – Frequências e períodos dos 3 primeiros modos de vibração .....	14
Tabela 8 – Categorias de terreno e respetivos parâmetros (quadro NA-4.1) [4].....	16
Tabela 9 – Valor básico da velocidade de referência do vento .....	16
Tabela 10 – Coeficiente de rugosidade, velocidade média, intensidade de turbulência, pressão e velocidade de rajada do vento no fuste da torre.....	18
Tabela 11 – Coeficiente de força $c_{f,0}$ para secções poligonais regulares segundo a norma NP EN 1991-1-4 2010 [4] .....	20
Tabela 12 – Rugosidade superficial equivalente $k$ segundo a norma NP EN 1991-1-4 2010 [4] .....	21
Tabela 13- Coeficientes de força para os troços do fuste.....	22
Tabela 14 –Cálculo do coeficiente estrutural $c_{scd}$ .....	28
Tabela 15 –Ação do vento no fuste da Torre.....	29
Tabela 16 –Ação do vento nos cabos coaxiais .....	30
Tabela 17 –Ação do vento nas escadas .....	31
Tabela 18 –Ação do vento nas antenas.....	32

Tabela 19 – Coeficientes para determinação do efeito de desprendimento de vórtices .	35
Tabela 20 – Deslocamento máximo da torre na direção transversal do vento .....	35
Tabela 21 – Forças devido ao desprendimento de vórtices na torre (Ok - dispensa a verificação, NOK- não dispensa).....	36
Tabela 22 – Verificação do fenómeno de ovalização.....	38
Tabela 23 – Envolvente de esforços calculo resultantes de uma análise de 1ª e 2ª ordem para a combinação condicionante.....	40
Tabela 24 – Relações máximas diâmetros-espessura em secções tubulares .....	41
Tabela 25 – Verificação aos ELU de plastificação dos troços .....	43
Tabela 26 – Valores de Q tendo em conta a qualidade de fabricação .....	46
Tabela 27 – Valores de $C_x$ tendo em conta o comprimento de casca.....	47
Tabela 28 – Valores de $C_{xb}$ tendo em conta as condições de fronteira .....	48
Tabela 29 – Verificação aos ELU de tensão meridional de encurvadura.....	49
Tabela 30 – Valores de $\alpha\theta$ tendo em conta a qualidade de fabricação.....	51
Tabela 31 – Valores de $C\theta$ para cilindro médio e longo tendo em conta as condições de fronteira .....	52
Tabela 32 – Valores de $C\theta_s$ para cilindros curtos em conta as condições de fronteira .	53
Tabela 33 – Verificação aos ELU de tensão circunferencial de encurvadura.....	54
Tabela 34 – Valores de $\alpha\tau$ tendo em conta a qualidade de fabricação .....	56
Tabela 35 – Valores de $C\tau$ tendo em conta os diferentes comprimentos de casca .....	57
Tabela 36 – Verificação aos ELU de tensão de corte de encurvadura .....	58

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Troço superior Troço superior de uma Torre de Telecomunicações (plataforma, painéis, links).....	12
Figura 2 – Exemplos de Torres de Telecomunicações.....	1
Figura 3 – Exemplos de Torres de Telecomunicações.....	1
Figura 4 – Ligação tipo da base de uma Torre.....	2
Figura 5 – Definição geométrica da torre e suas secções.....	6
Figura 6 – Modelo extrudido da Torre.....	12
Figura 7 – Configuração da deformada para os 3 primeiros modos de vibração.....	13
Figura 8 – Valores indicativos do coeficiente de efeitos de extremidade em fundação do índice de cheios e da esbelteza segundo a norma NP EN 1991-1-4 2010 [4].....	19
Figura 9 – Coeficiente de força $c_{f,0}$ para cilindros de base circular sem livre escoamento em torno das extremidades e para diferentes valores de rugosidade equivalente $k/b$ segundo a norma NP EN 1991-1-4 2010 [4].....	21
Figura 10 – Tensões na casca resultantes do esforço axial e momento fletor segundo a norma EN 1993-1-6 2007 [8].....	45
Figura 11 – Pressão do vento na casca da torre segundo a norma EN 1993-1-6 2007 [8].....	50
Figura 12 – Tensões na casca resultantes do esforço transversal segundo a norma EN 1993-1-6 2007 [8].....	55
Figura 13 – Alçado e planta de uma ligação flangeada aparafusada entre troços.....	59
Figura 14 – Determinação do parâmetro $\alpha$ .....	64
Figura 15 –Ligação da Torre à fundação.....	67
Figura 16 – Determinação do Parâmetro $\alpha$ .....	70
Figura 17 – Pormenor da zona tracionada de ligação dos chumbadouros ao betão.....	71

## 1. INTRODUÇÃO

Tendo em conta as opções propostas para o trabalho final de mestrado - dissertação, projeto, ou estágio profissional - no âmbito do Curso de Mestrado em Engenharia Civil com especialização em estruturas, a decorrer no Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL) – optou-se por realizar um projeto de uma torre metálica destinada à colocação de antenas de telecomunicações. (Figura 1, 2 e 3).



*Figura 1 – Troço superior Troço superior de uma Torre de Telecomunicações (plataforma, painéis, links)*



*Figura 2 – Exemplos de Torres de Telecomunicações*



*Figura 3 – Exemplos de Torres de Telecomunicações*

## 1.1. OBJECTIVO

O objetivo deste trabalho é efetuar o dimensionamento estrutural de uma torre tubular tronco cónica com secção poligonal de 20 lados, com 30 metros de altura para suporte de antenas de telecomunicações tendo em conta os Eurocódigos Estruturais.

Neste tipo de estruturas a ação condicionante é a ação do vento, sendo esta quantificada de acordo com a Norma Europeia. Considera-se no presente trabalho que a torre se localiza na Zona B, num terreno com rugosidade II.

A base destas estruturas são ligadas a um maciço de betão armado por meio de chumbadouros. (Figura 4).



*Figura 4 – Ligação tipo da base de uma Torre*

## **1.2. METODOLOGIA**

Para o cálculo da estrutura será utilizado o programa de cálculo automático estrutural (CAE) Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017.

As verificações de segurança da estrutura, no que diz respeito ao fuste da torre, ligação da base e maciço de fundação, bem como o cálculo da ação do vento, será efetuado através de folhas de cálculo Excel realizadas para o efeito.

O projeto será elaborado em harmonia com os Eurocódigos estruturais, tanto na quantificação das ações, como nos critérios de segurança. Sempre que for necessário será consultada Bibliografia da especialidade.

## **2. MEMÓRIA DESCRITIVA**

Este projeto de estabilidade diz respeito ao dimensionamento de uma torre tubular metálica tronco cónica com secção poligonal de 20 lados, com 30 metros de altura para suporte de antenas de telecomunicações.

Pretende-se verificar a segurança da torre aos Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço quando submetida à ação do vento, ação condicionante neste tipo de estruturas dada a sua natureza – estruturas altas, esbeltas e situadas em locais por vezes bastantes expostos.

Foi utilizado como auxílio de cálculo um software de elementos finitos para a modelação da torre, Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017.

### **2.1. CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL**

#### **2.1.1. GEOMETRIA**

A estrutura em análise consiste numa torre tubular metálica de inércia variável autosuportada, do tipo monopolo. O mastro é constituído por 3 troços de aproximadamente 10m de comprimento cada perfazendo uma altura total de 30,0m todos em aço da classe S275.

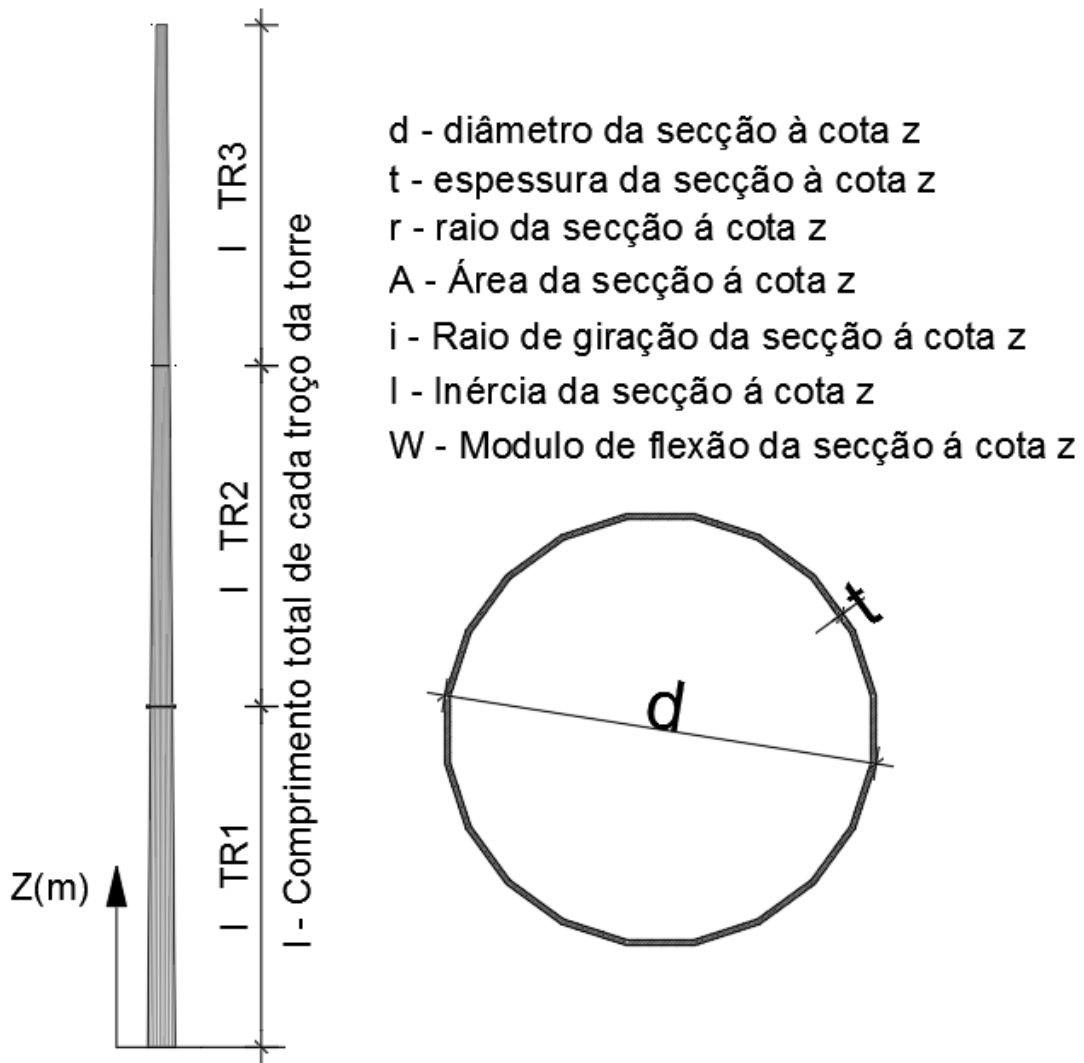
O diâmetro da secção transversal vai variando ao longo da torre, tendo na base um diâmetro de 800 mm e no topo 300 mm.

Os troços estão unidos entre si através de ligações flangeadas e aparafusadas, garantindo assim a continuidade dos troços.

Em termos estruturais, estamos perante um modelo correspondente a uma consola, encastrada na fundação.

TR	Z	l	d	t	r	A	i	l	W <sub>elast</sub>	d/t	f <sub>y</sub>	E	ε	Classe
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	mm <sup>2</sup>	(mm)	cm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>		(Mpa)	(Gpa)		
3	30,0	10000	300,0	6	150,0	5542	104	5987	399340	50,0	275	210	0,92	2
	29,0		316,7	6	158,3	5856	110	7064	446369	52,8	275	210	0,92	2
	28,0		333,3	6	166,7	6170	116	8262	495987	55,6	275	210	0,92	2
	27,0		350,0	6	175,0	6484	122	9590	548252	58,3	275	210	0,92	2
	26,0		366,7	6	183,3	6798	128	11052	603137	61,1	275	210	0,92	3
	25,0		383,3	6	191,7	7113	133	12655	660605	63,9	275	210	0,92	3
	24,0		400,0	6	200,0	7427	139	14407	720727	66,7	275	210	0,92	3
	23,0		416,7	6	208,3	7741	145	16314	783467	69,4	275	210	0,92	3
	22,0		433,3	6	216,7	8055	151	18381	848786	72,2	275	210	0,92	3
	21,0		450,0	6	225,0	8369	157	20617	916762	75,0	275	210	0,92	3
	20,0		466,7	6	233,4	8684	163	23031	987488	77,8	275	210	0,92	4
2	20,0	10000	466,7	8	233,3	11528	162	30308	1299580	58,3	275	210	0,92	2
	19,0		483,3	8	241,7	11946	168	33732	1396512	60,4	275	210	0,92	3
	18,0		500,0	8	250,0	12365	174	37406	1496994	62,5	275	210	0,92	3
	17,0		516,7	8	258,3	12784	180	41338	1600967	64,6	275	210	0,92	3
	16,0		533,3	8	266,7	13203	186	45533	1708367	66,7	275	210	0,92	3
	15,0		550,0	8	275,0	13622	192	50006	1819322	68,8	275	210	0,92	3
	14,0		566,7	8	283,3	14041	198	54763	1933770	70,8	275	210	0,92	3
	13,0		583,3	8	291,7	14460	203	59809	2051637	72,9	275	210	0,92	3
	12,0		600,0	8	300,0	14879	209	65159	2173067	75,0	275	210	0,92	3
	11,0		616,7	8	308,3	15298	215	70819	2297988	77,1	275	210	0,92	4
	10,0		633,3	8	316,7	15716	221	76783	2426089	79,2	275	210	0,92	4
1	10,0	10000	633,3	8	316,7	15716	221	76794	2426323	79,2	275	210	0,92	4
	9,0		650,0	8	325,0	16135	227	83100	2558227	81,3	275	210	0,92	4
	8,0		666,7	8	333,3	16554	233	89742	2693622	83,3	275	210	0,92	4
	7,0		683,3	8	341,7	16973	239	96725	2832425	85,4	275	210	0,92	4
	6,0		700,0	8	350,0	17392	245	104065	2974803	87,5	275	210	0,92	4
	5,0		716,7	8	358,3	17811	251	111768	3120672	89,6	275	210	0,92	4
	4,0		733,3	8	366,7	18230	256	119837	3269943	91,7	275	210	0,92	4
	3,0		750,0	8	375,0	18648	262	128290	3422794	93,8	275	210	0,92	4
	2,0		766,7	8	383,3	19067	268	137131	3579138	95,8	275	210	0,92	4
	1,0		783,3	8	391,7	19486	274	146364	3738876	97,9	275	210	0,92	4
	0,0		800,0	8	400,0	19905	280	156009	3902202	100,0	275	210	0,92	4

*Tabela 1 – Características geométricas e elásticas das secções da Torre*



*Figura 5 – Definição geométrica da torre e suas secções*

## 2.1.2. MATERIAIS

Os valores das propriedades dos materiais utilizados na verificação da segurança são os seguintes para os vários elementos da estrutura:

### Elementos metálicos constituintes do fuste da torre

Elementos estruturais em Aço			
Designação	Classe de Aço	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
Secções do fuste	<b>S275</b>	275	430
Chapa da base	<b>S275</b>	275	430
Chapa de ligações de troços	<b>S275</b>	275	430
Chumbadouros	<b>S355</b>	355	510

*Tabela 2 – Valores nominais da tensão de cedência  $f_y$  e da tensão de rotura  $f_u$  para os aços de acordo com a EN 10025*

Parafusaria			
Designação	Classe de parafusos	$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )
Parafusos	<b>8.8</b>	640	800

*Tabela 3 – Valores nominais da tensão de cedência  $f_y$  e da tensão de rotura  $f_{ub}$  à tração do aço do parafuso*

### Elementos constituintes da fundação da torre

Betão Armado			
Betão	<b>C25/30</b>	$f_{cd} = 16.7$ Mpa	$f_{ctm} = 2.6$ Mpa
Aço para betão armado	<b>A400NR</b>	$f_{yd} = 348$ Mpa	$f_{yk} = 400$ Mpa

*Tabela 4 – Propriedades do betão e do aço para betão armado*

- Valor de cálculo da tensão de rotura do betão á compressão ( $f_{cd}$ )
- Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples ( $f_{ctm}$ )
- Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado ( $f_{yd}$ )
- Valor característico da tensão de cedência, à tração do aço das armaduras para betão armado ( $f_{yk}$ )

## 2.2. GESTÃO DE FIABILIDADE

Diferentes níveis de fiabilidade podem ser adotados para a verificação dos estados limites de torres de telecomunicações em função das possíveis consequências económicas e sociais do seu colapso.

Classes de Fiabilidade	Enquadramento
I	Torres de importância menor para a segurança pública, localizadas em zonas rurais fora de povoações.
II	Torres correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Torres localizadas dentro de povoações ou cujo colapso provavelmente provoque vítimas; torres de especial importância estratégica ou económica.

***Tabela 5 – Classes e fiabilidade segundo a norma EN1993-3-1:2006 [9]***

Em termos de fiabilidade, e levando em conta o preconizado pela norma EN1993-3-1:2006 [9], considera-se que a estrutura se inclui na **Classe 3** – A classe mais elevada (Torres localizadas dentro de povoações ou cujo colapso provavelmente provoque vítimas; torres de especial importância estratégica ou económica).

## 2.3. PERÍODO DE VIDA ÚTIL DE PROJECTO

Em termos de vida útil, e levando em conta o preconizado pela norma EN1990-2009 [2], considerou-se 50 anos.

## 2.4. REGULAMENTAÇÃO

Na elaboração do presente projecto foi seguida toda a Regulamentação em vigor, aplicável à tipologia de estrutura em análise, bem como a documentação associada, designadamente:

- **NP EN 1990: 2009** – Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas, Instituto Português da Qualidade (IPQ), 2009.
- **NP EN 1991-1-1: 2009** – Eurocódigo 1 - Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações gerais – pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, Instituto Português da Qualidade (IPQ), 2009.
- **NP EN 1991-1-4: 2010** – Eurocódigo 1 - Ações em estruturas – Parte 1-4: Ações gerais – Ações do vento, Instituto Português da Qualidade (IPQ), 2010.
- **NP EN 1992-1-1: 2010** – Eurocódigo 2 - Projeto de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Instituto Português da Qualidade (IPQ), 2010.
- **NP EN 1993-1-1: 2010** – Eurocódigo 3 - Projeto de estrutura de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Instituto Português da Qualidade (IPQ), 2010.
- **NP EN 1993-1-8: 2010** – Eurocódigo 3 - Projeto de estrutura de aço – Parte 1-8: projecto de ligações, Instituto Português da Qualidade (IPQ), 2010.
- **EN 1993-1-6: 2007** – Eurocódigo 3 – Design of steel structures – Parte 1-6: Strength and stability of Shell structures, European Committee for standardization (CEN), 2007.
- **EN 1993-3-1: 2006** – Eurocódigo 3 – Design of steel structures – Parte 3-1: Towers, masts and chimneys – towers and masts, European Committee for standardization (CEN), 2006.
- **NP EN 1997-1: 2010** – Projeto geotécnico – Parte 1: Regras gerais, Instituto Português da Qualidade (IPQ), 2010.

## 2.5. ANÁLISE ESTRUTURAL

Para a obtenção dos esforços nas várias secções transversais da estrutura recorreu-se a uma análise global elástica tendo em conta os efeitos de 2ª ordem.

Tendo em conta o tipo de estrutura, o esforço normal é geralmente pequeno, mas dada a elevada deformabilidade da estrutura, poderá originar efeitos de 2.ª ordem bastante significativos que não devem ser negligenciados.

Os efeitos de 2.ª ordem são obtidos através do programa de cálculo automático.

A determinação dos esforços na estrutura foi realizada considerando as características das secções transversais brutas.

## 2.6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Será tido em conta a situações de projeto persistentes, correspondentes a condições normais de utilização, para as quais se exige que, para determinados níveis de fiabilidade, a estrutura mantenha a sua integridade.

De acordo com a NP EN 1990:2009 [2] serão verificados os estados limites últimos e os estados limites de utilização de torres de telecomunicações, adotando o formato dos coeficientes parciais de segurança.

## 2.7. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

### 2.7.1. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

A expressão das combinações de ações fundamentais para a verificação dos ELU é de acordo com:

$$E_{fund} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,W} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,j}$$

Em que:

$\gamma_{G,j}$  representa o coeficiente parcial de segurança a aplicar ao valor característico da ação permanente  $G_{k,j}$ ;

$\gamma_{Q,i}$  representa o coeficiente parcial de segurança a aplicar ao valor característico da ação variável  $Q_{k,i}$ ;

Tipo de efeito	Classe de Fiabilidade	Ações Permanentes	Ações Variáveis
Desfavorável	I	1.0	1.2
	II	1.1	1.4
	<b>III</b>	<b>1.2</b>	<b>1.6</b>
Favorável	Todas	1.0	0.0
Situações acidentais		1.0	1.0

**Tabela 6 – Valores de Coeficientes parciais de segurança dos elementos da superestrutura [9]**

Tendo em conta a classe de Fiabilidade 3 para torres e mastros definida na norma EN1993-3-1:2006 [9], a combinação de ações utilizadas, admitindo a ação variável base associada ao vento, são:

$$E_{ELU} = 1.2 \times G + 1.6 \times Q_{wvento}$$

## 2.8. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

### 2.8.1. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Para o efeito da ação do vento para uma velocidade de 100Km/h no topo da torre o valor da rotação por flexão, associada ao deslocamento máximo na direção do vento deverá ser inferior a 1º de acordo com as exigências operacionais dos operadores.

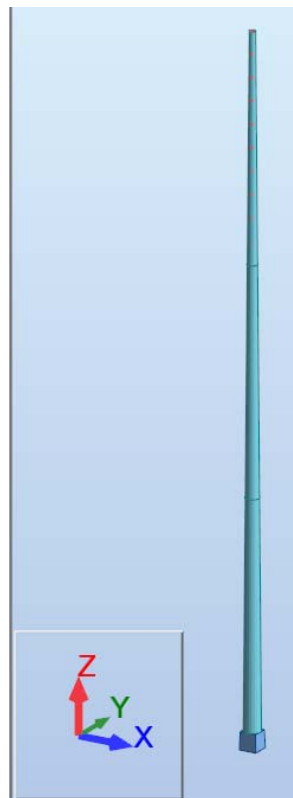
$$E_{ELS} = 1.0 \times G + 0.27 \times Q_{wvento}$$

O coeficiente 0,27 utilizado na combinação para verificação dos ELS foi obtido com recurso à ponderação quadrática  $100^2$  [km/h] /  $190^2$  [km/h].

## 2.9. MODELO DE CÁLCULO

Com vista à obtenção dos esforços actuantes ao nível das secções transversais, foi construído um modelo de cálculo tridimensional constituído por elementos finitos de barra - *frame*. O referido modelo consiste, basicamente, numa consola encastrada na base. Na modelação efetuada foram levadas em conta as propriedades mecânicas e geométricas das secções transversais constituintes da estrutura, bem como os carregamentos estáticos acima calculados.

A modelação estrutural foi efetuada com recurso ao *software* de CAE de estruturas comercialmente designado por AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PRO 2017.

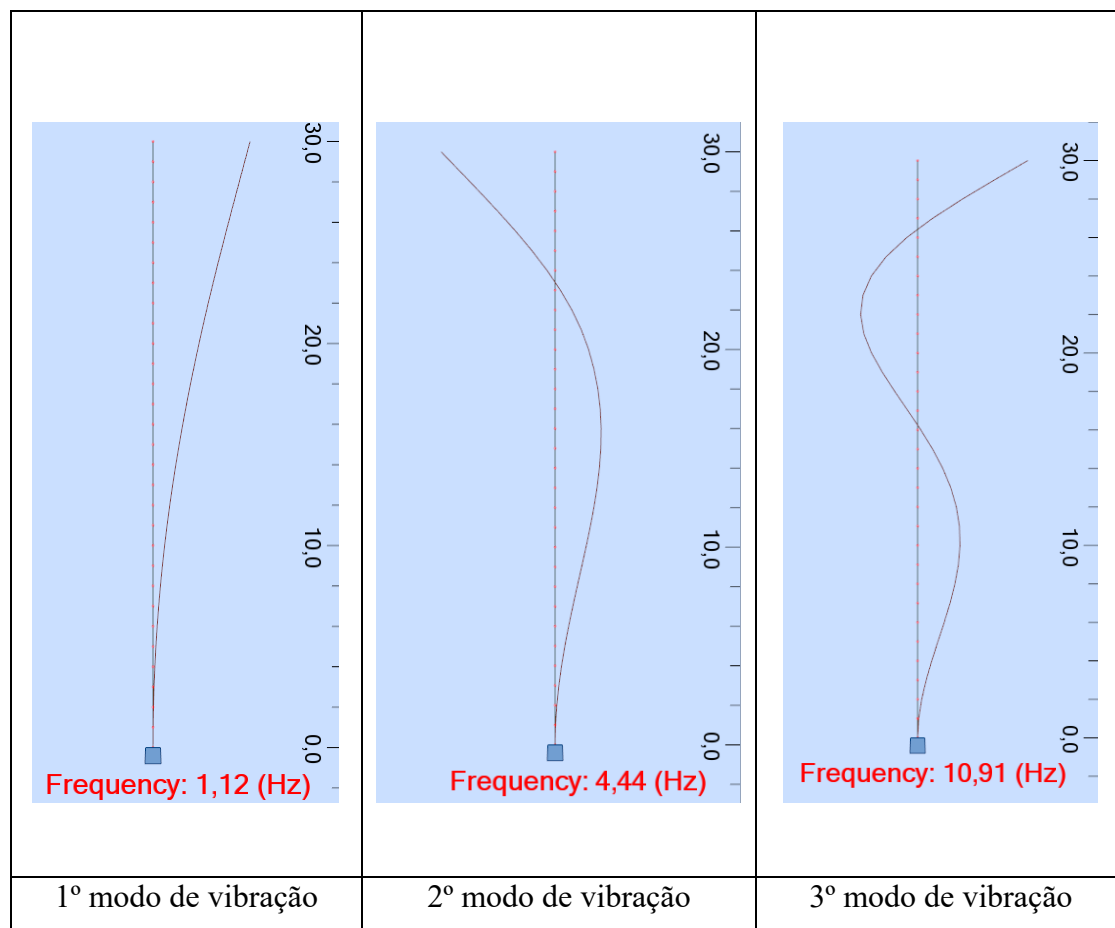


*Figura 6 – Modelo extrudido da Torre*

### 2.9.1. ANÁLISE MODAL

Para a determinação das frequências naturais e seus modos de vibração foi feita uma análise modal utilizando o programa de cálculo automático para o efeito.

Na figura seguinte, é possível ver as configurações dos 3 primeiros modos de vibração.



**Figura 7 – Configuração da deformada para os 3 primeiros modos de vibração**

Na tabela seguinte apresenta-se os valores das frequências e períodos para os 3 primeiros modos fundamentais.

Modo de vibração	$n_1$ (Hz)	$T(s)$
<b>1</b>	<b>1.12</b>	<b>0.89</b>
<b>2</b>	<b>4.44</b>	<b>0.23</b>
<b>3</b>	<b>10.91</b>	<b>0.09</b>

***Tabela 7 – Frequências e períodos dos 3 primeiros modos de vibração***

Como se pode verificar na tabela, a frequência fundamental da estrutura, que corresponde ao primeiro modo de vibração, tem o valor de **1.12 Hz**.

### **3. CALCULOS JUSTIFICATIVOS**

#### **3.1. AÇÕES**

##### **3.1.1. PERMANENTES**

Os pesos volúmicos dos materiais foram obtidos tendo em conta o preconizado pela norma NP EN1991-1-1 [3], pelo que:

Aço	77 kN/m <sup>2</sup>
Betão	25 kN/m <sup>2</sup>

O peso próprio da estrutura será calculado automaticamente pelo software de calculo automático estrutural, tendo em conta as propriedades geométricas e mecânicas da mesma.

##### **3.1.2. AÇÕES DO VENTO**

A quantificação dos efeitos da ação do vento na estrutura foi efetuada de acordo com o preconizado na norma NP EN1991-1-4 [4].

Assim sendo, e tendo em conta a localização da estrutura, bem como da respetiva envolvente, assumem-se os seguintes pressupostos de cálculo:

Zona	B	
Rugosidade	II	
$C_{dir}$	1,0	
$C_{season}$	1,0	
$V_{b,0}$	30	(m/s)
$V_b$	30	(m/s)
$Z_0$	0,05	
$Z_{min}$	3	
$\rho$	1,25	(kg/m <sup>3</sup> )
$q_b$	562,5	(Pa)

### 3.1.2.1. VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO

A velocidade média do vento a uma altura  $z$  acima do solo,  $v_m(z)$ , é determinada a partir da rugosidade do terreno, da orografia e do valor de referência da velocidade do vento,  $v_b$ , e é determinada através da seguinte equação:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b \quad (3.1)$$

em que:

$c_r(z)$  - coeficiente de rugosidade é dado por:

$$c_r(z) = K_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para } Z_{min} \leq Z \leq Z_{max}$$

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

em que:

$z_0$  - comprimento de rugosidade;

$K_r$  - coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade  $z_0$ , calculado através de:

$$k_r = 0.19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (3.2)$$

Categoria de terreno		$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15
NOTA 1: As categorias de terreno II, III e IV estão ilustradas em A.1.			
NOTA 2: O coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$ , é ilustrado na Figura NA.1.			

**Tabela 8 – Categorias de terreno e respetivos parâmetros (quadro NA-4.1) [4]**

$Z_{máx}$  - é considerado igual a 200m

$v_b$  - valor de referencia da velocidade do vento

Para efeitos da quantificação do valor básico da velocidade de referência do vento, considera-se o País dividido em duas zonas:

Zona A – a generalidade do território, excepto as regiões pertencentes à zona B;

Zona B – os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou altitudes superiores a 600m;

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

**Tabela 9 – Valor básico da velocidade de referência do vento**

### 3.1.2.2. TURBULÊNCIA DO VENTO

A intensidade de turbulência à altura  $z$ ,  $I_v(z)$  é definida como o quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento:

$$I_V(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{c_0(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{para } Z_{\min} \leq Z \leq Z_{\max} \quad (3.3)$$

$$I_V(z) = I_V(z_{\min}) \quad \text{para } Z \leq Z_{\min} \quad (3.4)$$

$K_I$  - Coeficiente de turbulência de  $k_I$ , o valor recomendado é 1.0.

### 3.1.2.3. PRESSÃO DINÂMICA DE PICO

A pressão dinâmica de pico a uma dada altura  $z$ ,  $q_P(z)$ , resulta da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento.

$$q_P(z) = [1 + 7 \times I_V(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) = c_e(z) \times q_b \quad (3.5)$$

em que:

$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$  , massa volúmica do ar

$c_e(z)$  - coeficiente de exposição

$$c_e(z) = \frac{q_P(z)}{q_b} \quad (3.6)$$

$q_b$  - pressão dinâmica de referência, calculada pela expressão

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (3.7)$$

$\phi_{\text{méd}}$ (mm)	Troço	Z (m)	$L_{\text{troço}}$ (m)	$C_{r(z)}$	$C_{o(z)}$	$V_m$		$I_{v(z)}$	$q_{p(z)}$ (Pa)	$V_{\text{rajada}}$	
						(m/s)	(Km/h)			(m/s)	(Km/h)
<b>300,00</b>	Troço 3	30,0	1,0	1,22	1,00	36,46	131,3	0,156	1740,23	52,8	190,0
<b>316,67</b>		29,0	1,0	1,21	1,00	36,27	130,6	0,157	1726,63	52,6	189,2
<b>333,33</b>		28,0	1,0	1,20	1,00	36,07	129,8	0,158	1712,60	52,3	188,4
<b>350,00</b>		27,0	1,0	1,20	1,00	35,86	129,1	0,159	1698,11	52,1	187,6
<b>366,67</b>		26,0	1,0	1,19	1,00	35,65	128,3	0,160	1683,13	51,9	186,8
<b>383,33</b>		25,0	1,0	1,18	1,00	35,42	127,5	0,161	1667,62	51,7	186,0
<b>400,00</b>		24,0	1,0	1,17	1,00	35,19	126,7	0,162	1651,55	51,4	185,1
<b>416,67</b>		23,0	1,0	1,16	1,00	34,95	125,8	0,163	1634,87	51,1	184,1
<b>433,33</b>		22,0	1,0	1,16	1,00	34,69	124,9	0,164	1617,52	50,9	183,1
<b>450,00</b>		21,0	1,0	1,15	1,00	34,43	123,9	0,166	1599,45	50,6	182,1
<b>466,67</b>		20,0	1,0	1,14	1,00	34,15	122,9	0,167	1580,60	50,3	181,0
<b>466,67</b>	Troço 2	20,0	1,0	1,14	1,00	34,15	122,9	0,167	1580,60	50,3	181,0
<b>483,33</b>		19,0	1,0	1,13	1,00	33,86	121,9	0,168	1560,88	50,0	179,9
<b>500,00</b>		18,0	1,0	1,12	1,00	33,55	120,8	0,170	1540,21	49,6	178,7
<b>516,67</b>		17,0	1,0	1,11	1,00	33,22	119,6	0,172	1518,49	49,3	177,4
<b>533,33</b>		16,0	1,0	1,10	1,00	32,88	118,4	0,173	1495,59	48,9	176,1
<b>550,00</b>		15,0	1,0	1,08	1,00	32,51	117,0	0,175	1471,38	48,5	174,7
<b>566,67</b>		14,0	1,0	1,07	1,00	32,12	115,6	0,177	1445,69	48,1	173,1
<b>583,33</b>		13,0	1,0	1,06	1,00	31,70	114,1	0,180	1418,31	47,6	171,5
<b>600,00</b>		12,0	1,0	1,04	1,00	31,24	112,5	0,182	1388,99	47,1	169,7
<b>616,67</b>		11,0	1,0	1,02	1,00	30,74	110,7	0,185	1357,40	46,6	167,8
<b>633,33</b>		10,0	1,0	1,01	1,00	30,20	108,7	0,189	1323,16	46,0	165,6
<b>633,33</b>	Troço 1	10,0	1,0	1,01	1,00	30,20	108,7	0,189	1323,16	46,0	165,6
<b>650,00</b>		9,0	1,0	0,99	1,00	29,60	106,6	0,193	1285,74	45,4	163,3
<b>666,67</b>		8,0	1,0	0,96	1,00	28,93	104,1	0,197	1244,44	44,6	160,6
<b>683,33</b>		7,0	1,0	0,94	1,00	28,17	101,4	0,202	1198,30	43,8	157,6
<b>700,00</b>		6,0	1,0	0,91	1,00	27,29	98,2	0,209	1145,93	42,8	154,1
<b>716,67</b>		5,0	1,0	0,87	1,00	26,25	94,5	0,217	1085,24	41,7	150,0
<b>733,33</b>		4,0	1,0	0,83	1,00	24,98	89,9	0,228	1012,80	40,3	144,9
<b>750,00</b>		3,0	1,0	0,78	1,00	23,34	84,0	0,244	922,39	38,4	138,3
<b>766,67</b>		2,0	1,0	0,78	1,00	23,34	84,0	0,244	922,39	38,4	138,3
<b>783,33</b>		1,0	1,0	0,78	1,00	23,34	84,0	0,244	922,39	38,4	138,3
<b>800,00</b>		0,0	1,0	0,78	1,00	23,34	84,0	0,244	922,39	38,4	138,3

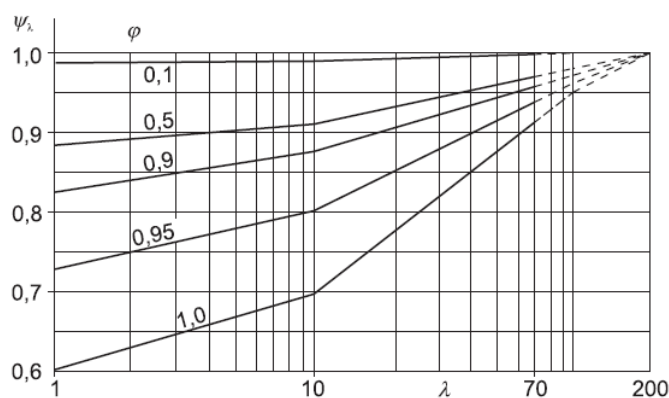
*Tabela 10 – Coeficiente de rugosidade, velocidade média, intensidade de turbulência, pressão e velocidade de rajada do vento no fuste da torre*

### 3.1.2.4. COEFICIENTE DE FORÇA

O coeficiente de força  $c_f$  para a secção do fuste circular e comprimento finito é determinado através da expressão:

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_\lambda \quad (3.8)$$

$\psi_\lambda$  Coeficiente de efeitos de extremidade



**Figura 8 – Valores indicativos do coeficiente de efeitos de extremidade em fundação do índice de cheios e da esbelteza segundo a norma NP EN 1991-1-4 2010 [4]**

Para a estrutura em causa sendo a forma cilíndrica, a função que dá o coeficiente de extremidade é a que corresponde a um índice de cheios  $\varphi = 1$

Número de lados	Secções	Condições da superfície e dos cantos	Número de Reynolds $Re$ <sup>a)</sup>	$c_{f,0}$
5	Pentágono	Todas	Todos	1,80
6	Hexágono	Todas	Todos	1,60
8	Octógono	Superfície lisa $r/b < 0,075$ <sup>b)</sup>	$Re \leq 2,4 \cdot 10^5$	1,45
			$Re \geq 3 \cdot 10^5$	1,30
		Superfície lisa $r/b \geq 0,075$ <sup>b)</sup>	$Re \leq 2 \cdot 10^5$	1,30
			$Re \geq 7 \cdot 10^5$	1,10
10	Decágono	Todas	Todos	1,30
12	Dodecágono	Superfície lisa <sup>c)</sup> cantos arredondados	$2 \cdot 10^5 < Re < 1,2 \cdot 10^6$	0,90
		Todas as outras condições	$Re < 4 \cdot 10^5$	1,30
			$Re > 4 \cdot 10^5$	1,10
16-18	Hexadecágono -Octodécágono	Superfície lisa <sup>c)</sup> cantos arredondados	$Re < 2 \cdot 10^5$	Considerar como um cilindro de base circular; ver (7.9)
			$2 \cdot 10^5 \leq Re < 1,2 \cdot 10^6$	0,70

<sup>a)</sup> Número de Reynolds  $Re$ , definido em 7.9, calculado com  $v = v_m$ , sendo  $v_m$  indicado em 4.3.  
<sup>b)</sup>  $r$  = raio de curvatura do canto;  $b$  = diâmetro da circunferência circunscrita (ver a Figura 7.26).  
<sup>c)</sup> Valores baseados em ensaios em túnel de vento de modelos seccionais com uma superfície de aço galvanizado e uma secção com  $b = 0,3$  m e um raio de curvatura dos cantos igual a  $0,06 \cdot b$ .

**Tabela 11 – Coeficiente de força  $c_{f,0}$  para secções poligonais regulares segundo a norma NP EN 1991-1-4 2010 [4]**

No caso concreto, temos que considerar o fuste da torre como um cilindro de base circular e comprimento finito.

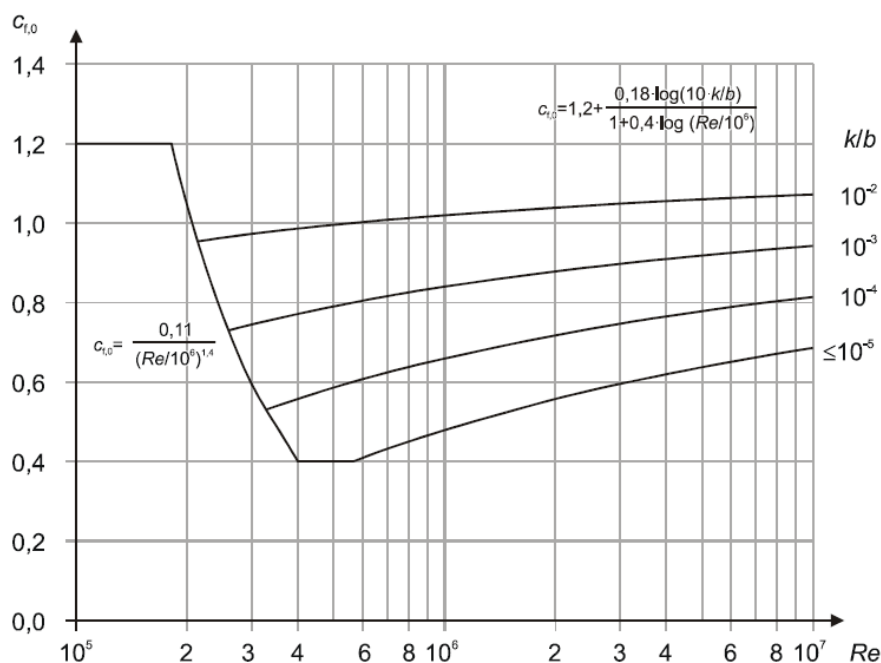
Para poder calcular o coeficiente de força, torna-se necessário obter o número de Reynolds tendo em consideração a variável  $b$  igual ao valor do diâmetro do fuste da torre.

$$Re = \frac{b \times v(z_e)}{V} \quad (3.9)$$

$b$  - diâmetro do fuste da torre;

$V$  - viscosidade cinemática do ar ( $V = 15 \cdot 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$ );

$v(z_e)$  - velocidade de pico do vento, à altura  $z_e$



**Figura 9 – Coeficiente de força  $c_{f,0}$  para cilindros de base circular sem livre escoamento em torno das extremidades e para diferentes valores de rugosidade equivalente  $k/b$  segundo a norma NP EN 1991-1-4 2010 [4]**

Tipo de superfície	Rugosidade equivalente $k$ [mm]	Tipo de superfície	Rugosidade equivalente $k$ [mm]
Vidro	0,0015	Betão liso	0,2
Metal polido	0,002	Madeira aplainada	0,5
Revestimento por pintura liso	0,006	Betão rugoso	1,0
Pintura aplicada à pistola	0,02	Madeira serrada, rugosa	2,0
Aço - superfície lisa	0,05	Superfície com ferrugem	2,0
Ferro fundido	0,2	Alvenaria de tijolo	3,0
Aço galvanizado	0,2		

**Tabela 12 – Rugosidade superficial equivalente  $k$  segundo a norma NP EN 1991-1-4 2010 [4]**

No presente projeto a solução é “pintura aplicada à pistola”,  $k = 0.02$

$\varnothing_{\text{méd}}$	$R_e$	k	k/d	$C_{f,0}$	$\lambda$	$\psi$	$C_f$
(mm)		(mm)	(mm)				
<b>300,00</b>	1,E+06	0,02	7,E-05	0,63	70,0	0,93	0,59
<b>316,67</b>	1,E+06	0,02	6,E-05	0,63	70,0	0,93	0,59
<b>333,33</b>	1,E+06	0,02	6,E-05	0,63	70,0	0,93	0,59
<b>350,00</b>	1,E+06	0,02	6,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>366,67</b>	1,E+06	0,02	5,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>383,33</b>	1,E+06	0,02	5,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>400,00</b>	1,E+06	0,02	5,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>416,67</b>	1,E+06	0,02	5,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>433,33</b>	1,E+06	0,02	5,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>450,00</b>	2,E+06	0,02	4,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>466,67</b>	2,E+06	0,02	4,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>466,67</b>	2,E+06	0,02	4,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>483,33</b>	2,E+06	0,02	4,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>500,00</b>	2,E+06	0,02	4,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>516,67</b>	2,E+06	0,02	4,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>533,33</b>	2,E+06	0,02	4,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>550,00</b>	2,E+06	0,02	4,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>566,67</b>	2,E+06	0,02	4,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>583,33</b>	2,E+06	0,02	3,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>600,00</b>	2,E+06	0,02	3,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>616,67</b>	2,E+06	0,02	3,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>633,33</b>	2,E+06	0,02	3,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>633,33</b>	2,E+06	0,02	3,E-05	0,64	70,0	0,93	0,59
<b>650,00</b>	2,E+06	0,02	3,E-05	0,63	70,0	0,93	0,59
<b>666,67</b>	2,E+06	0,02	3,E-05	0,63	70,0	0,93	0,59
<b>683,33</b>	2,E+06	0,02	3,E-05	0,63	70,0	0,93	0,59
<b>700,00</b>	2,E+06	0,02	3,E-05	0,63	70,0	0,93	0,59
<b>716,67</b>	2,E+06	0,02	3,E-05	0,63	70,0	0,93	0,58
<b>733,33</b>	2,E+06	0,02	3,E-05	0,63	70,0	0,93	0,58
<b>750,00</b>	2,E+06	0,02	3,E-05	0,62	70,0	0,93	0,58
<b>766,67</b>	2,E+06	0,02	3,E-05	0,62	70,0	0,93	0,58
<b>783,33</b>	2,E+06	0,02	3,E-05	0,62	70,0	0,93	0,58
<b>800,00</b>	2,E+06	0,02	3,E-05	0,62	70,0	0,93	0,58

*Tabela 13- Coeficientes de força para os troços do fuste*

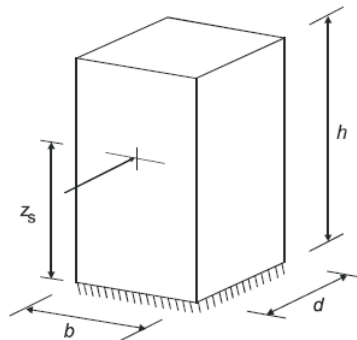
### 3.1.2.5. COEFICIENTE ESTRUTURAL

O coeficiente estrutural  $c_s c_d$  tem em conta o efeito nas ações do vento devido à não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico sobre a torre ( $c_s$ ) e ainda o efeito das vibrações da estrutura provocadas pela turbulência ( $c_d$ ).

O coeficiente estrutural é dado por:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \times k_p \times I_V(z) \times \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_V(z_s)} \quad (3.10)$$

$z_s$  - altura de referência (60% da altura total da torre)



$$z_s = 0,6 \cdot h \geq z_{\min}$$

$K_p$  - coeficiente de rajada

$B^2$  - coeficiente de correlação

$R^2$  - coeficiente de resposta em ressonância

$I_V(z_s)$  – intensidade de turbulência à altura  $z_s$

O coeficiente de dimensão  $c_s$  tem em conta a redução na ação do vento devido à não ocorrência das pressões de pico ao longo de toda superfície da torre e deve ser obtido através da seguinte equação:

$$c_s = \frac{1 + 7 \times I_V(z_s) \times \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_V(z_s)} \quad (3.11)$$

O coeficiente dinâmico  $c_d$  tem em conta o efeito de majoração devido às vibrações provocadas pela turbulência em ressonância com a estrutura e deve ser obtido através da seguinte equação:

$$c_d = \frac{1 + 2 \times k_p \times I_V(z_s) \times \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_V(z_s) \times \sqrt{B^2}} \quad (3.12)$$

A norma propõe para o cálculo dos coeficientes  $B^2$  e  $R^2$  dois procedimentos distintos que constam no seu anexo B e C.

Neste caso optou-se por calcular de acordo com o Anexo B, procedimento 1.

### 3.1.2.6. METODO DO ANEXO B – PROCEDIMENTO 1

A escala de turbulência  $L(z)$  representa a dimensão média dos turbilhões do vento natural. Para alturas  $z$  inferiores a 200m, a escala de turbulência poderá ser calculada através da expressão:

$$L(z) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t}\right)^\alpha \quad \text{para } z \geq z_{min} \quad (3.13)$$

$$L(z) = L(z_{min}) \quad \text{para} \quad z \geq z_{min} \quad (3.14)$$

$z_t$  - altura de referência ( $z_t = 200$  m)

$L_t$  - escala de referência ( $L_t = 300$  m)

$$\alpha = 0.67 + 0.05 \ln(z_0)$$

A distribuição da energia do vento em frequência é expressa pela função de densidade espectral de potencia  $S_L(z,n)$ , a qual poderá ser determinada através da expressão:

$$S_L(z, n) = \frac{n \cdot S_V(z, n)}{\sigma_V^2} = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{\frac{5}{3}}} \quad (3.15)$$

onde,  $f_L(z,n)$ , é a frequência adimensional, que pode ser obtida através da expressão:

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} \quad (3.16)$$

$n = n_{l,x}$  (frequência própria da estrutura, expressa em Hz)

$v_m(z)$  - velocidade média do vento, à altura  $z$

$L(z)$  – escala de turbulência

O coeficiente de resposta quase-estática,  $B^2$  traduz a falta de total correlação das pressões na superfície da torre e pode ser calculado através da expressão:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0.63}} \quad (3.17)$$

onde:

$b$  é o diâmetro do fuste da torre e  $h$  a altura da torre

$L(z_s)$  – escala de turbulência à altura de referência  $z_s$

O factor de pico  $k_p$  definido como o quociente entre o valor máximo da parte flutuante da resposta e o desvio padrão desta, deve ser calculado através da expressão:

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} \text{ ou } k_p = 3, \text{ o maior dos valores} \quad (3.18)$$

$v$  – frequência de passagens ascendentes

$T$  – duração de integração da velocidade média do vento,  $T=600s$

A frequência de passagens ascendentes,  $v$ , deverá ser obtida através da expressão:

$$v = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}}; v \geq 0.08 \text{ Hz} \quad (3.19)$$

O coeficiente de resposta em ressonância  $R^2$  que tem em conta o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração considerando a estrutura, deverá ser obtida através da expressão:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(n_h) \cdot R_b(n_b) \quad (3.20)$$

em que:

$\delta$  - decremento logarítmico total de amortecimento

$S_L$  – função de densidade espectral de potência adimensional

$R_h, R_b$  – funções de admitância aerodinâmica

As funções de admitância  $R_h$  e  $R_b$ , para uma configuração de modo fundamental poderão ser estimadas através das expressões:

$$R_h = \frac{1}{n_h} - \frac{1}{2 \times n_h^2} \times (1 - e^{-2n_h}); \quad R_h = 1 \text{ para } n_h = 0 \quad (3.21)$$

$$R_b = \frac{1}{n_b} - \frac{1}{2 \times n_b^2} \times (1 - e^{-2n_b}); \quad R_b = 1 \text{ para } n_b = 0 \quad (3.22)$$

com:

$$n_h = \frac{4,6 \times h}{L(Z_s)} \times f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (3.23)$$

$$n_b = \frac{4,6 \times b}{L(Z_s)} \times f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (3.24)$$

$h =$	30,0	(m)
$Z_s =$	18,0	(m)
$C_{r(z_s)} =$	1,1	
$C_{o(z_s)} =$	1,0	
$v_m(z_s) =$	33,6	(m/s)
$I_{v(z)} =$	0,2	
$L_t =$	300,0	(m)
$Z_t =$	200,0	(m)
$\alpha =$	0,5	
$L(z_s) =$	85,7	(m)
$b =$	0,8	(m)
$B^2 =$	0,68	
$n = n_{1,x} =$	1,12	Hz
$f_L(z,n) =$	2,86	
$S_L(z,n) =$	0,07	
$\eta_h =$	4,61	
$\eta_b =$	0,13	
$R_h =$	0,19	
$R_b =$	0,92	
$m_e =$	160,07	(kg/m)
$C_f =$	0,59	
$\delta_s =$	0,012	
$\delta_d =$	0,00	
$\delta_a =$	0,06	
$\delta =$	0,069	
$R^2 =$	0,848	
$v =$	0,83	
$K_p =$	3,70	
$c_s c_d$	1,17	

**Tabela 14 – Cálculo do coeficiente estrutural  $c_s c_d$**

### 3.1.3. FORÇA DO VENTO NO FUSTE DA TORRE

A determinação das forças a que a estrutura estará sujeita foi efetuada tendo em conta o disposto na norma NP EN1991-1-4:2010[4] e no respetivo Anexo Nacional, nomeadamente no que se refere às pressões dinâmicas necessárias à quantificação das forças estáticas equivalentes e é dada pela expressão:

$$F_w = c_s c_d \times c_f \times q_p(z_e) \times A_{ref} \quad (3.25)$$

$\phi_{méd}$ (mm)	Troço	Z	L <sub>troço</sub>	C <sub>r(z)</sub>	C <sub>o(z)</sub>	V <sub>m</sub>		I <sub>v(z)</sub>	q <sub>p(z)</sub>		V <sub>rajada</sub>		C <sub>s</sub> C <sub>d</sub>	V <sub>calc.</sub>		$\psi$	C <sub>f</sub>	A <sub>ref</sub> (m <sup>2</sup> /m)	F <sub>w</sub> (kN/m)
		(m)	(m)			(m/s)	(Km/h)		(Pa)	(m/s)	(Km/h)	(m/s)		(Km/h)					
<b>300,00</b>	Troço 3	30,0	1,0	1,22	1,00	36,46	131,3	0,156	1740,23	52,8	190,0	1,17	57,0	205,1	0,93	0,59	0,30	<b>0,36</b>	
<b>316,67</b>		29,0	1,0	1,21	1,00	36,27	130,6	0,157	1726,63	52,6	189,2	1,17	56,7	204,3	0,93	0,59	0,32	<b>0,38</b>	
<b>333,33</b>		28,0	1,0	1,20	1,00	36,07	129,8	0,158	1712,60	52,3	188,4	1,17	56,5	203,5	0,93	0,59	0,33	<b>0,39</b>	
<b>350,00</b>		27,0	1,0	1,20	1,00	35,86	129,1	0,159	1698,11	52,1	187,6	1,17	56,3	202,6	0,93	0,59	0,35	<b>0,41</b>	
<b>366,67</b>		26,0	1,0	1,19	1,00	35,65	128,3	0,160	1683,13	51,9	186,8	1,17	56,0	201,7	0,93	0,59	0,37	<b>0,43</b>	
<b>383,33</b>		25,0	1,0	1,18	1,00	35,42	127,5	0,161	1667,62	51,7	186,0	1,17	55,8	200,8	0,93	0,59	0,38	<b>0,44</b>	
<b>400,00</b>		24,0	1,0	1,17	1,00	35,19	126,7	0,162	1651,55	51,4	185,1	1,17	55,5	199,8	0,93	0,59	0,40	<b>0,46</b>	
<b>416,67</b>		23,0	1,0	1,16	1,00	34,95	125,8	0,163	1634,87	51,1	184,1	1,17	55,2	198,8	0,93	0,59	0,42	<b>0,47</b>	
<b>433,33</b>		22,0	1,0	1,16	1,00	34,69	124,9	0,164	1617,52	50,9	183,1	1,17	54,9	197,7	0,93	0,59	0,43	<b>0,48</b>	
<b>450,00</b>		21,0	1,0	1,15	1,00	34,43	123,9	0,166	1599,45	50,6	182,1	1,17	54,6	196,6	0,93	0,59	0,45	<b>0,50</b>	
<b>466,67</b>		20,0	1,0	1,14	1,00	34,15	122,9	0,167	1580,60	50,3	181,0	1,17	54,3	195,5	0,93	0,59	0,47	<b>0,51</b>	
<b>466,67</b>	Troço 2	20,0	1,0	1,14	1,00	34,15	122,9	0,167	1580,60	50,3	181,0	1,17	54,3	195,5	0,93	0,59	0,47	<b>0,51</b>	
<b>483,33</b>		19,0	1,0	1,13	1,00	33,86	121,9	0,168	1560,88	50,0	179,9	1,17	54,0	194,2	0,93	0,59	0,48	<b>0,52</b>	
<b>500,00</b>		18,0	1,0	1,12	1,00	33,55	120,8	0,170	1540,21	49,6	178,7	1,17	53,6	192,9	0,93	0,59	0,50	<b>0,53</b>	
<b>516,67</b>		17,0	1,0	1,11	1,00	33,22	119,6	0,172	1518,49	49,3	177,4	1,17	53,2	191,6	0,93	0,59	0,52	<b>0,54</b>	
<b>533,33</b>		16,0	1,0	1,10	1,00	32,88	118,4	0,173	1495,59	48,9	176,1	1,17	52,8	190,1	0,93	0,59	0,53	<b>0,55</b>	
<b>550,00</b>		15,0	1,0	1,08	1,00	32,51	117,0	0,175	1471,38	48,5	174,7	1,17	52,4	188,6	0,93	0,59	0,55	<b>0,56</b>	
<b>566,67</b>		14,0	1,0	1,07	1,00	32,12	115,6	0,177	1445,69	48,1	173,1	1,17	51,9	186,9	0,93	0,59	0,57	<b>0,57</b>	
<b>583,33</b>		13,0	1,0	1,06	1,00	31,70	114,1	0,180	1418,31	47,6	171,5	1,17	51,4	185,2	0,93	0,59	0,58	<b>0,57</b>	
<b>600,00</b>		12,0	1,0	1,04	1,00	31,24	112,5	0,182	1388,99	47,1	169,7	1,17	50,9	183,2	0,93	0,59	0,60	<b>0,57</b>	
<b>616,67</b>		11,0	1,0	1,02	1,00	30,74	110,7	0,185	1357,40	46,6	167,8	1,17	50,3	181,1	0,93	0,59	0,62	<b>0,58</b>	
<b>633,33</b>		10,0	1,0	1,01	1,00	30,20	108,7	0,189	1323,16	46,0	165,6	1,17	49,7	178,8	0,93	0,59	0,63	<b>0,58</b>	
<b>633,33</b>	Troço 1	10,0	1,0	1,01	1,00	30,20	108,7	0,189	1323,16	46,0	165,6	1,17	49,7	178,8	0,93	0,59	0,63	<b>0,58</b>	
<b>650,00</b>		9,0	1,0	0,99	1,00	29,60	106,6	0,193	1285,74	45,4	163,3	1,17	49,0	176,3	0,93	0,59	0,65	<b>0,57</b>	
<b>666,67</b>		8,0	1,0	0,96	1,00	28,93	104,1	0,197	1244,44	44,6	160,6	1,17	48,2	173,4	0,93	0,59	0,67	<b>0,57</b>	
<b>683,33</b>		7,0	1,0	0,94	1,00	28,17	101,4	0,202	1198,30	43,8	157,6	1,17	47,3	170,2	0,93	0,59	0,68	<b>0,56</b>	
<b>700,00</b>		6,0	1,0	0,91	1,00	27,29	98,2	0,209	1145,93	42,8	154,1	1,17	46,2	166,4	0,93	0,59	0,70	<b>0,55</b>	
<b>716,67</b>		5,0	1,0	0,87	1,00	26,25	94,5	0,217	1085,24	41,7	150,0	1,17	45,0	162,0	0,93	0,58	0,72	<b>0,53</b>	
<b>733,33</b>		4,0	1,0	0,83	1,00	24,98	89,9	0,228	1012,80	40,3	144,9	1,17	43,5	156,5	0,93	0,58	0,73	<b>0,50</b>	
<b>750,00</b>		3,0	1,0	0,78	1,00	23,34	84,0	0,244	922,39	38,4	138,3	1,17	41,5	149,3	0,93	0,58	0,75	<b>0,47</b>	
<b>766,67</b>		2,0	1,0	0,78	1,00	23,34	84,0	0,244	922,39	38,4	138,3	1,17	41,5	149,3	0,93	0,58	0,77	<b>0,48</b>	
<b>783,33</b>		1,0	1,0	0,78	1,00	23,34	84,0	0,244	922,39	38,4	138,3	1,17	41,5	149,3	0,93	0,58	0,78	<b>0,49</b>	
<b>800,00</b>		0,0	1,0	0,78	1,00	23,34	84,0	0,244	922,39	38,4	138,3	1,17	41,5	149,3	0,93	0,58	0,80	<b>0,50</b>	

Tabela 15 – Ação do vento no fuste da Torre

### 3.1.4. FORÇA DO VENTO NOS CABOS E ESCADAS

A quantificação das forças estáticas equivalentes dos acessórios, tais como as escadas e cabos coaxiais a colocar ao longo do fuste da torre, é dada pela expressão:

$$F_{wacessorios} = c_{faccess} \times q_p(z_e) \times A_{ref} \quad (3.26)$$

O coeficiente de força  $c_f$  a utilizar para os cabos e escadas são:

$$c_{f\text{ cabos}} = 1.10 \quad c_{f\text{ escadas}} = 1.50$$

Z (m)	L <sub>troço</sub> (m)	C <sub>r(z)</sub>	C <sub>o(z)</sub>	V <sub>m</sub>		I <sub>v(z)</sub>	q <sub>p(z)</sub>	V <sub>r</sub>		Ø <sub>méd</sub> (mm)	Nº Cabos	C <sub>f</sub>	A <sub>ref</sub>	F <sub>w</sub>
				(m/s)	(km/h)		(Pa)	(m/s)	(Km/h)				(m <sup>2</sup> )	(kN/m)
30,0	1,0	1,22	1,00	36,46	131,3	0,156	1740,23	52,8	190,0	25	4	1,1	0,10	0,19
29,0	1,0	1,21	1,00	36,27	130,6	0,157	1726,63	52,6	189,2	25	4	1,1	0,10	0,19
28,0	1,0	1,20	1,00	36,07	129,8	0,158	1712,60	52,3	188,4	25	4	1,1	0,10	0,19
27,0	1,0	1,20	1,00	35,86	129,1	0,159	1698,11	52,1	187,6	25	4	1,1	0,10	0,19
26,0	1,0	1,19	1,00	35,65	128,3	0,160	1683,13	51,9	186,8	25	4	1,1	0,10	0,19
25,0	1,0	1,18	1,00	35,42	127,5	0,161	1667,62	51,7	186,0	25	4	1,1	0,10	0,18
24,0	1,0	1,17	1,00	35,19	126,7	0,162	1651,55	51,4	185,1	25	4	1,1	0,10	0,18
23,0	1,0	1,16	1,00	34,95	125,8	0,163	1634,87	51,1	184,1	25	4	1,1	0,10	0,18
22,0	1,0	1,16	1,00	34,69	124,9	0,164	1617,52	50,9	183,1	25	4	1,1	0,10	0,18
21,0	1,0	1,15	1,00	34,43	123,9	0,166	1599,45	50,6	182,1	25	4	1,1	0,10	0,18
20,0	1,0	1,14	1,00	34,15	122,9	0,167	1580,60	50,3	181,0	25	4	1,1	0,10	0,17
19,0	1,0	1,13	1,00	33,86	121,9	0,168	1560,88	50,0	179,9	25	4	1,1	0,10	0,17
18,0	1,0	1,12	1,00	33,55	120,8	0,170	1540,21	49,6	178,7	25	4	1,1	0,10	0,17
17,0	1,0	1,11	1,00	33,22	119,6	0,172	1518,49	49,3	177,4	25	4	1,1	0,10	0,17
16,0	1,0	1,10	1,00	32,88	118,4	0,173	1495,59	48,9	176,1	25	4	1,1	0,10	0,16
15,0	1,0	1,08	1,00	32,51	117,0	0,175	1471,38	48,5	174,7	25	4	1,1	0,10	0,16
14,0	1,0	1,07	1,00	32,12	115,6	0,177	1445,69	48,1	173,1	25	4	1,1	0,10	0,16
13,0	1,0	1,06	1,00	31,70	114,1	0,180	1418,31	47,6	171,5	25	4	1,1	0,10	0,16
12,0	1,0	1,04	1,00	31,24	112,5	0,182	1388,99	47,1	169,7	25	4	1,1	0,10	0,15
11,0	1,0	1,02	1,00	30,74	110,7	0,185	1357,40	46,6	167,8	25	4	1,1	0,10	0,15
10,0	1,0	1,01	1,00	30,20	108,7	0,189	1323,16	46,0	165,6	25	4	1,1	0,10	0,15
9,0	1,0	0,99	1,00	29,60	106,6	0,193	1285,74	45,4	163,3	25	4	1,1	0,10	0,14
8,0	1,0	0,96	1,00	28,93	104,1	0,197	1244,44	44,6	160,6	25	4	1,1	0,10	0,14
7,0	1,0	0,94	1,00	28,17	101,4	0,202	1198,30	43,8	157,6	25	4	1,1	0,10	0,13
6,0	1,0	0,91	1,00	27,29	98,2	0,209	1145,93	42,8	154,1	25	4	1,1	0,10	0,13
5,0	1,0	0,87	1,00	26,25	94,5	0,217	1085,24	41,7	150,0	25	4	1,1	0,10	0,12
4,0	1,0	0,83	1,00	24,98	89,9	0,228	1012,80	40,3	144,9	25	4	1,1	0,10	0,11
3,0	1,0	0,78	1,00	23,34	84,0	0,244	922,39	38,4	138,3	25	4	1,1	0,10	0,10
2,0	1,0	0,78	1,00	23,34	84,0	0,244	922,39	38,4	138,3	25	4	1,1	0,10	0,10
1,0	1,0	0,78	1,00	23,34	84,0	0,244	922,39	38,4	138,3	25	4	1,1	0,10	0,10
0,0	0,0	0,78	1,00	23,34	84,0	0,244	922,39	38,4	138,3	25	0	1,1	0,00	0,00

Tabela 16 – Ação do vento nos cabos coaxiais

Z (m)	L <sub>troço</sub> (m)	C <sub>r(z)</sub>	C <sub>o(z)</sub>	V <sub>m</sub>		I <sub>v(z)</sub>	q <sub>p(z)</sub>	V <sub>r</sub>		B (mm)	C <sub>f</sub>	A <sub>ref</sub>	F <sub>w</sub>
				(m/s)	(km/h)		(Pa)	(m/s)	(Km/h)			(m <sup>2</sup> )	(kN/m)
30,0	1,0	1,22	1,00	36,46	131,3	0,156	1740,23	52,8	190,0	40	1,5	0,04	0,10
29,0	1,0	1,21	1,00	36,27	130,6	0,157	1726,63	52,6	189,2	40	1,5	0,04	0,10
28,0	1,0	1,20	1,00	36,07	129,8	0,158	1712,60	52,3	188,4	40	1,5	0,04	0,10
27,0	1,0	1,20	1,00	35,86	129,1	0,159	1698,11	52,1	187,6	40	1,5	0,04	0,10
26,0	1,0	1,19	1,00	35,65	128,3	0,160	1683,13	51,9	186,8	40	1,5	0,04	0,10
25,0	1,0	1,18	1,00	35,42	127,5	0,161	1667,62	51,7	186,0	40	1,5	0,04	0,10
24,0	1,0	1,17	1,00	35,19	126,7	0,162	1651,55	51,4	185,1	40	1,5	0,04	0,10
23,0	1,0	1,16	1,00	34,95	125,8	0,163	1634,87	51,1	184,1	40	1,5	0,04	0,10
22,0	1,0	1,16	1,00	34,69	124,9	0,164	1617,52	50,9	183,1	40	1,5	0,04	0,10
21,0	1,0	1,15	1,00	34,43	123,9	0,166	1599,45	50,6	182,1	40	1,5	0,04	0,10
20,0	1,0	1,14	1,00	34,15	122,9	0,167	1580,60	50,3	181,0	40	1,5	0,04	0,09
19,0	1,0	1,13	1,00	33,86	121,9	0,168	1560,88	50,0	179,9	40	1,5	0,04	0,09
18,0	1,0	1,12	1,00	33,55	120,8	0,170	1540,21	49,6	178,7	40	1,5	0,04	0,09
17,0	1,0	1,11	1,00	33,22	119,6	0,172	1518,49	49,3	177,4	40	1,5	0,04	0,09
16,0	1,0	1,10	1,00	32,88	118,4	0,173	1495,59	48,9	176,1	40	1,5	0,04	0,09
15,0	1,0	1,08	1,00	32,51	117,0	0,175	1471,38	48,5	174,7	40	1,5	0,04	0,09
14,0	1,0	1,07	1,00	32,12	115,6	0,177	1445,69	48,1	173,1	40	1,5	0,04	0,09
13,0	1,0	1,06	1,00	31,70	114,1	0,180	1418,31	47,6	171,5	40	1,5	0,04	0,09
12,0	1,0	1,04	1,00	31,24	112,5	0,182	1388,99	47,1	169,7	40	1,5	0,04	0,08
11,0	1,0	1,02	1,00	30,74	110,7	0,185	1357,40	46,6	167,8	40	1,5	0,04	0,08
10,0	1,0	1,01	1,00	30,20	108,7	0,189	1323,16	46,0	165,6	40	1,5	0,04	0,08
9,0	1,0	0,99	1,00	29,60	106,6	0,193	1285,74	45,4	163,3	40	1,5	0,04	0,08
8,0	1,0	0,96	1,00	28,93	104,1	0,197	1244,44	44,6	160,6	40	1,5	0,04	0,07
7,0	1,0	0,94	1,00	28,17	101,4	0,202	1198,30	43,8	157,6	40	1,5	0,04	0,07
6,0	1,0	0,91	1,00	27,29	98,2	0,209	1145,93	42,8	154,1	40	1,5	0,04	0,07
5,0	1,0	0,87	1,00	26,25	94,5	0,217	1085,24	41,7	150,0	40	1,5	0,04	0,07
4,0	1,0	0,83	1,00	24,98	89,9	0,228	1012,80	40,3	144,9	40	1,5	0,04	0,06
3,0	1,0	0,78	1,00	23,34	84,0	0,244	922,39	38,4	138,3	40	1,5	0,04	0,06
2,0	1,0	0,78	1,00	23,34	84,0	0,244	922,39	38,4	138,3	40	1,5	0,04	0,06
1,0	1,0	0,78	1,00	23,34	84,0	0,244	922,39	38,4	138,3	40	1,5	0,04	0,06
0,0	0,0	0,78	1,00	23,34	84,0	0,244	922,39	38,4	138,3	0	1,5	0,00	0,00

**Tabela 17 – Ação do vento nas escadas**

### 3.1.5. VENTO NAS ANTENAS

A quantificação das forças estáticas equivalentes das antenas é dada pela expressão:

$$F_{wantenas} = c_{f_{antenas}} \times q_p(z_e) \times A_{ref} \quad (3.27)$$

A área de exposição de antenas a considerar é de 3m<sup>2</sup> no topo da torre.

O coeficiente de força  $c_f$  a utilizar para as antenas é :

$$c_{f_{antenas}} = 1.20$$

Z	$C_{r(z)}$	$C_{o(z)}$	$V_m$	$I_{v(z)}$	$q_p(z)$	$V_r$		$C_f$	$A_{ref}$	$F_w$
(m)			(m/s)		(Pa)	(m/s)	(Km/h)		(m <sup>2</sup> )	(kN)
30,0	1,22	1,00	36,46	0,156	1740,23	52,8	190,0	1,20	3,00	6,26

*Tabela 18 – Ação do vento nas antenas*

### 3.1.6. ACCÇÕES DO VENTO NA DIRECÇÃO TRANSVERSAL À DIRECÇÃO PRINCIPAL DO VENTO

As estruturas deste tipo são em geral estruturas lineares e apresentam um sistema estrutural flexível, o que por esse facto são suscetíveis a fenómenos de desprendimento de vórtices e instabilidade aeroelásticas.

### 3.1.7. DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES

O efeito de desprendimento de vórtices deverá ser analisado quando o quociente entre a maior e a menor dimensão transversal da torre, ambas consideradas no plano perpendicular à direção do vento, é superior a 6.

Não é necessário analisar o efeito de desprendimento de vórtices quando:

$$v_{crit,i} > 1.25 \times v_m \quad (3.28)$$

$v_{crit,i}$  – velocidade critica do vento para o modo  $i$

$v_m$  – valor característico da velocidade média do vento referida a períodos de 10min, ao nível da secção transversal em que desencadeia o desprendimento de vórtices

$$v_{crit,i} = \frac{b \times \eta_{i,y}}{St} \quad (3.29)$$

$b$  - diâmetro exterior da secção da torre

$\eta_{i,y}$  - frequência natural de vibração

$St$  - número de Strouhal, para secções circulares o valor é igual a 0,18.

Caso a condição anterior não se verifique é necessário acrescentar uma força de inércia  $F_w(s)$  na direção perpendicular à direção principal do vento:

$$F_w(s) = m_{(s)} \cdot (2 \cdot \pi \cdot \eta_{i,y})^2 \cdot \Phi_{i,y}(s) \cdot y_{F,max} \quad (3.30)$$

em que:

$m_{(s)}$  - massa oscilante da estrutura por unidade de comprimento [kg/m];

$\eta_{i,y}$  - frequência própria da estrutura, expressa em Hz;

$\Phi_{i,y}(s)$  - configuração nodal da estrutura, normalizada com o valor 1 no ponto de deslocamento máximo;

$y_{F,max}$  - deslocamento máximo, ao longo do tempo, do ponto em que  $\Phi_{i,y}(s)$  é igual a 1,0.

Utilizando a formulação do **Método 2** proposto pelo Eurocódigo 1 para o cálculo das amplitudes transversais ao vento

O deslocamento máximo característico, no ponto com maior amplitude de movimento, é obtido pela expressão:

$$y_{max} = \sigma_y \times k_p \quad (3.31)$$

$\sigma_y$  - desvio padrão do deslocamento

$k_p$  - factor de pico

No ponto com maior amplitude de movimento ( $\Phi=1$ ), o desvio padrão  $\sigma_y$  do deslocamento, referido à largura  $b$ , pode ser calculado através da expressão:

$$\frac{\sigma_y}{b} = \frac{1}{St^2} \cdot \frac{C_c}{\sqrt{\frac{Sc}{4 \cdot \pi} - K_a \cdot \left(1 - \left(\frac{\sigma_y}{b \cdot a_L}\right)^2\right)}} \cdot \sqrt{\frac{\rho \cdot b^2}{m_e}} \cdot \sqrt{\frac{b}{h}} \quad (3.32)$$

$K_a$  - coeficiente de amortecimento aerodinâmico

$Sc$  - número de Scruton

$$Sc = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2} \quad (3.33)$$

$a_L$  - amplitude limite normalizada

A solução da equação anterior pode ser obtida através da expressão seguinte:

$$\left(\frac{\sigma_y}{b}\right)^2 = c_1 + \sqrt{c_1^2 + c_2} \quad (3.34)$$

Em que  $c_1$  e  $c_2$  são obtidos por:

$$c_1 = \frac{a_L^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{S_c}{4 \cdot \pi \cdot k_a}\right) \quad (3.35)$$

$$c_2 = \frac{\rho \cdot b^2}{m_e} \cdot \frac{a_L^2}{k_a} \cdot \frac{c_c^2}{S_t^4} \cdot \frac{b}{h} \quad (3.36)$$

Onde  $C_c$  é o coeficiente aerodinâmico.

Coeficiente	Cilindro de base circular $Re \leq 10^5$	Cilindro de base circular $Re = 5 \cdot 10^5$	Cilindro de base circular $Re \geq 10^6$	Secção transversal quadrada
$C_c$	0,02	0,005	0,01	0,04
$K_{a,max}$	2	0,5	1	6
$a_L$	0,4	0,4	0,4	0,4

*NOTA: No caso de cilindros de base circular, admite-se que os coeficientes  $C_c$  e  $K_{a,max}$  variam linearmente com o logaritmo do número de Reynolds para  $10^5 < Re < 5 \cdot 10^5$  e para  $5 \cdot 10^5 < Re < 10^6$ .*

**Tabela 19 – Coeficientes para determinação do efeito de desprendimento de vórtices**

O factor de pico  $K_p$  é obtido através da expressão:

$$k_p = \sqrt{2} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \arctan\left(0,75 \left(\frac{S_c}{4 \cdot \pi \cdot k_a}\right)^4\right)\right) \quad (3.37)$$

$\emptyset$ topo (m)	$k_a$	$C_c$	$a_L$	$S_c$	$C_1$	$C_2$	$(\sigma_y/b)^2$	$\sigma_y$	$k_p$	$y_{f,max}$
0,3	1	0,01	0,4	34,1	-0,137	1,07E-07	3,90E-07	1,9E-04	27,61	5,2E-03

**Tabela 20 – Deslocamento máximo da torre na direção transversal do vento**

Desprendimento de vórtices na torre									
$\varnothing_{méd}$	Troço	$v_{crit}$	$1,25 \cdot v_{crit}$	$v_{crit} > 1,25 v_m$	$R_e (v_{crit})$	$t_{espessura}$	$m_s$	$\Phi_1(z)$	$F_{ws}$
(mm)		(m/s)	(m/s)			(mm)	(kg/m)		(kN/m)
<b>300,00</b>	Troço 3	1,9	45,58	NOK	4E+07	6	44,39	1,00	<b>0,02</b>
<b>316,67</b>		2,0	45,34	NOK	4E+07	6	46,86	0,93	<b>0,02</b>
<b>333,33</b>		2,1	45,09	NOK	5E+07	6	49,32	0,87	<b>0,02</b>
<b>350,00</b>		2,2	44,83	NOK	5E+07	6	51,79	0,81	<b>0,02</b>
<b>366,67</b>		2,3	44,56	NOK	6E+07	6	54,26	0,75	<b>0,01</b>
<b>383,33</b>		2,4	44,28	NOK	6E+07	6	56,72	0,69	<b>0,01</b>
<b>400,00</b>		2,5	43,99	NOK	7E+07	6	59,19	0,64	<b>0,01</b>
<b>416,67</b>		2,6	43,68	NOK	7E+07	6	61,65	0,59	<b>0,01</b>
<b>433,33</b>		2,7	43,37	NOK	8E+07	6	64,12	0,54	<b>0,01</b>
<b>450,00</b>		2,8	43,04	NOK	8E+07	6	66,59	0,49	<b>0,01</b>
<b>466,67</b>		2,9	42,69	NOK	9E+07	6	69,05	0,44	<b>0,01</b>
<b>466,67</b>	Troço 2	2,9	42,69	NOK	9E+07	8	92,07	0,44	<b>0,01</b>
<b>483,33</b>		3,0	42,32	NOK	1E+08	8	95,36	0,40	<b>0,01</b>
<b>500,00</b>		3,1	41,94	NOK	1E+08	8	98,65	0,36	<b>0,01</b>
<b>516,67</b>		3,2	41,53	NOK	1E+08	8	101,93	0,32	<b>0,01</b>
<b>533,33</b>		3,3	41,10	NOK	1E+08	8	105,22	0,28	<b>0,01</b>
<b>550,00</b>		3,4	40,64	NOK	1E+08	8	108,51	0,25	<b>0,01</b>
<b>566,67</b>		3,5	40,15	NOK	1E+08	8	111,80	0,22	<b>0,01</b>
<b>583,33</b>		3,6	39,62	NOK	1E+08	8	115,09	0,19	<b>0,01</b>
<b>600,00</b>		3,7	39,05	NOK	1E+08	8	118,38	0,16	<b>0,01</b>
<b>616,67</b>		3,8	38,43	NOK	2E+08	8	121,66	0,13	<b>0,01</b>
<b>633,33</b>		3,9	37,75	NOK	2E+08	8	124,95	0,11	<b>0,01</b>
<b>633,33</b>	Troço 1	3,9	37,75	NOK	2E+08	8	124,95	0,11	<b>0,01</b>
<b>650,00</b>		4,0	37,00	NOK	2E+08	8	128,24	0,09	<b>0,00</b>
<b>666,67</b>		4,1	36,16	NOK	2E+08	8	131,53	0,07	<b>0,00</b>
<b>683,33</b>		4,3	35,21	NOK	2E+08	8	134,82	0,05	<b>0,00</b>
<b>700,00</b>		4,4	34,11	NOK	2E+08	8	138,10	0,04	<b>0,00</b>
<b>716,67</b>		4,5	32,81	NOK	2E+08	8	141,39	0,03	<b>0,00</b>
<b>733,33</b>		4,6	31,22	NOK	2E+08	8	144,68	0,02	<b>0,00</b>
<b>750,00</b>		4,7	29,17	NOK	2E+08	8	147,97	0,01	<b>0,00</b>
<b>766,67</b>		4,8	29,17	NOK	2E+08	8	151,26	0,00	<b>0,00</b>
<b>783,33</b>		4,9	29,17	NOK	3E+08	8	154,54	0,00	<b>0,00</b>
<b>800,00</b>		5,0	29,17	NOK	3E+08	8	157,83	0,00	<b>0,00</b>

**Tabela 21 – Forças devido ao desprendimento de vórtices na torre (Ok - dispensa a verificação, NOK- não dispensa)**

Como se pode verificar os valores da força são muito reduzidos, sendo assim despreza-se o seu efeito.

### 3.1.8. OVALIZAÇÕES DE SECÇÕES DEVIDO À PARTILHA DE VÓRTICES

Para além de oscilações transversais por partilha de vórtices, os mastros de secção circular podem também ter vibrações de flexão no plano das secções causando ovalização das secções da torre.

A condição de ressonância ocorre quando a frequência fundamental de ovalização é o dobro da frequência de partilha de vórtices.

$$v_{ov,crit} = \frac{n_{i,0} \cdot b}{2 \cdot St} \quad (3.38)$$

Em que:

$n_{i,0}$  – é a frequência natural de vibração de ovalização do modo  $i$  da casca

$St$  - número de Strouhal, para secções circulares o valor é igual a 0,18.

$b$  - diâmetro exterior da secção da torre

A condição de segurança para que o fenómeno de ovalização não ocorra é:

$$v_{ov,crit}(z) > 1,25 \cdot v_m(z) \quad (3.39)$$

A determinação da frequência natural de vibração de ovalização do primeiro modo, indicada pela norma é a seguinte:

$$n_{i,0} = 0,492 \cdot \sqrt{\frac{t^3 \cdot E}{\mu_s \cdot (1-v^2) \cdot b^4}} \quad \text{em que,} \quad (3.40)$$

$b$  - diâmetro exterior da secção da torre

$t$  - espessura da secção da torre

$\mu_s$  – é o peso da casca por metro quadrado

$v$  – é o coeficiente de Poisson do aço

E – módulo de elasticidade do aço em N/mm<sup>2</sup>

$\emptyset_{\text{méd}}$ (mm)	Troço	Ovalização				
		$\mu_s$ (kg/m <sup>2</sup> )	$n_{1,0}$ (Hz)	$v_{ov,crit}$ (m/s)	$v_{ov,crit} > 1,25$ $v_m$	(b/t) < 250
<b>300,00</b>	Troço 3	47,10	177,84	148,20	OK	50,00
<b>316,67</b>		47,10	159,61	140,40	OK	52,78
<b>333,33</b>		47,10	144,05	133,38	OK	55,56
<b>350,00</b>		47,10	130,66	127,03	OK	58,33
<b>366,67</b>		47,10	119,05	121,25	OK	61,11
<b>383,33</b>		47,10	108,92	115,98	OK	63,89
<b>400,00</b>		47,10	100,03	111,15	OK	66,67
<b>416,67</b>		47,10	92,19	106,70	OK	69,45
<b>433,33</b>		47,10	85,24	102,60	OK	72,22
<b>450,00</b>		47,10	79,04	98,80	OK	75,00
<b>466,67</b>		47,10	73,49	95,27	OK	77,78
<b>466,67</b>		Troço 2	62,80	97,99	127,03	OK
<b>483,33</b>	62,80		91,35	122,65	OK	60,42
<b>500,00</b>	62,80		85,36	118,56	OK	62,50
<b>516,67</b>	62,80		79,94	114,73	OK	64,58
<b>533,33</b>	62,80		75,03	111,15	OK	66,67
<b>550,00</b>	62,80		70,55	107,78	OK	68,75
<b>566,67</b>	62,80		66,46	104,61	OK	70,83
<b>583,33</b>	62,80		62,72	101,62	OK	72,92
<b>600,00</b>	62,80		59,28	98,80	OK	75,00
<b>616,67</b>	62,80		56,12	96,13	OK	77,08
<b>633,33</b>	62,80		53,20	93,60	OK	79,17
<b>633,33</b>	Troço 1		62,80	53,20	93,60	OK
<b>650,00</b>		62,80	50,51	91,20	OK	81,25
<b>666,67</b>		62,80	48,02	88,92	OK	83,33
<b>683,33</b>		62,80	45,70	86,75	OK	85,42
<b>700,00</b>		62,80	43,55	84,68	OK	87,50
<b>716,67</b>		62,80	41,55	82,72	OK	89,58
<b>733,33</b>		62,80	39,68	80,84	OK	91,67
<b>750,00</b>		62,80	37,94	79,04	OK	93,75
<b>766,67</b>		62,80	36,31	77,32	OK	95,83
<b>783,33</b>		62,80	34,78	75,68	OK	97,92
<b>800,00</b>		62,80	33,34	74,10	OK	100,00

*Tabela 22 – Verificação do fenómeno de ovalização*

Como se pode verificar, o critério de dispensa de verificação é cumprido, sendo assim o fenómeno de ovalização não irá ocorrer.

### **3.1.9. AÇÕES DEVIDAS A SISMOS**

Tendo em conta a estrutura em causa (a não existência de grande massa) – torres de telecomunicações – não é condicionada pela ação sísmica. Sendo assim não se considera esta ação.

### **3.1.10. AÇÃO DA TEMPERATURA**

Tendo em conta que a estrutura é isostática a ação da temperatura é desprezável.

### **3.1.11. AÇÃO DA NEVE**

Tendo em conta a não existência de superfície propícia à acumulação de neve, a ação é desprezável.

## **3.2. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DA TORRE METALICA**

### **3.2.1. ESFORÇOS DE DIMENSIONAMENTO**

Assim, com base nos pressupostos acima referidos, foi efetuada uma análise global elástica da qual resultam, para a combinação mais desfavorável, os seguintes esforços máximos atuantes em cada secção do fuste da torre.

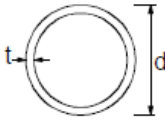
No quadro são apresentados os resultados da 1ª ordem e de 2ª ordem, resultados esse obtidos através do programa de cálculo automático.

TR	Z	N <sub>sd</sub>	V <sub>sd</sub>	M <sub>sd,(I)</sub>	M <sub>sd,(II)</sub>
	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
3	30,0	1,4	10,0	0,0	0,0
	29,0	2,0	11,1	10,6	10,7
	28,0	2,6	12,2	22,2	22,5
	27,0	3,3	13,3	34,9	35,4
	26,0	4,0	14,4	48,7	49,5
	25,0	4,7	15,5	63,7	64,8
	24,0	5,4	16,7	79,8	81,2
	23,0	6,1	17,9	97,1	98,9
	22,0	6,9	19,1	115,6	117,8
	21,0	7,7	20,3	135,2	137,9
2	20,0	8,6	21,5	156,2	159,3
	19,0	9,7	22,8	178,3	182,0
	18,0	10,9	24,0	201,7	205,9
	17,0	12,1	25,3	226,4	231,1
	16,0	13,4	26,6	252,3	257,6
	15,0	14,7	27,8	279,5	285,4
	14,0	16,0	29,1	308,0	314,5
	13,0	17,4	30,4	337,7	344,8
	12,0	18,8	31,6	368,7	376,4
	11,0	20,2	32,9	400,9	409,3
1	10,0	21,7	34,2	434,5	443,4
	9,0	23,2	35,4	469,3	478,8
	8,0	24,8	36,7	505,3	515,5
	7,0	26,4	37,9	542,6	553,3
	6,0	28,1	39,1	581,2	592,3
	5,0	29,7	40,3	620,9	632,4
	4,0	31,4	41,5	661,7	673,7
	3,0	33,2	42,6	703,8	716,0
	2,0	35,0	43,7	746,9	759,4
	1,0	36,8	44,8	791,2	803,8
0,0	38,7	45,9	836,5	849,1	

***Tabela 23 – Envolvente de esforços calculo resultantes de uma análise de 1ª e 2ª ordem para a combinação condicionante***

### 3.3. VERIFICAÇÃO AOS ELU DAS SECÇÕES DO FUSTE DA TORRE

De acordo com os critérios definidos na NPEN1993-1-1:2010 [6] algumas das secções que constituem o fuste da torre são consideradas como secções tubulares da Classe 4, pelo que deverão ser consideradas para efeitos de dimensionamento como pertencentes a esta classe, e efetuado o seu dimensionamento segundo a norma EN 1993-1-6 2007[8].

Secções tubulares						
						
Classe	Secção em flexão e/ou compressão					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
<i>NOTA: Para <math>d/t &gt; 90\epsilon^2</math> ver a EN 1993-1-6.</i>						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

**Tabela 24 – Relações máximas diâmetros-espessura em secções tubulares**

A verificação da segurança é efetuada para dois ELU: o ELU de plastificação (LS1) e o ELU de encurvadura (LS3).

Os parâmetros de qualidade de fabricação ( $Q, \alpha_\theta, \alpha_\tau$ ), foram determinados considerando uma tolerância de qualidade normal (Classe C) retirados das Tabelas D.2, D.5 e D6

### 3.3.1. VERIFICAÇÃO AOS ELU DAS SECÇÕES TRANVERSAIS DOS TROÇOS DO FUSTE DA TORRE – LS1

Para a verificação dos ELU de plastificação dos troços – LS1, verificar a seguinte condição de segurança:

$$\sigma_{eq,Ed} \leq \sigma_{eq,Rd} \quad (3.41)$$

A tensão de dimensionamento  $\sigma_{eq,Ed}$  é obtida através do critério de *Von Mises*, a partir da seguinte expressão [8]:

$$\sigma_{eq,Ed} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{\theta,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{\theta,Ed} + 3 \cdot \tau_{x\theta,Ed}^2} \quad (3.42)$$

A tensão resistente é obtida pela seguinte expressão:

$$\sigma_{eq,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.43)$$

O valor de  $\gamma_{M1} = 1,10$

O rácio de trabalho é:

$$Racio = \frac{\sigma_{eq,Ed}}{\sigma_{eq,Rd}}$$

ELU - PLASTIFICAÇÃO DOS TROÇOS DA TORRE											
TR	$\sigma_{x,Ed}^N$	$\sigma_{x,Ed}^M$	$\sigma_{x,Ed}$	$\tau_{x,\theta,Ed}$	$q_{w,max}$	$k_w$	$q_{eq}$	$\sigma_{\theta,Ed}$	$\sigma_{eq,Ed}$	$\sigma_{eq,Rd}$	ratio
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(kN/m <sup>2</sup> )		(kN/m <sup>2</sup> )	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
3	0,25	0,0	0,3	3,54	1,74	0,65	1,70	0,04	0,24	250,00	0,00
	0,34	22,6	22,9	3,71	1,73	0,65	1,68	0,04	22,92	250,00	0,09
	0,42	42,9	43,4	3,87	1,71	0,65	1,67	0,05	43,33	250,00	0,17
	0,50	61,4	61,9	4,02	1,70	0,65	1,66	0,05	61,83	250,00	0,25
	0,57	78,2	78,7	4,16	1,68	0,65	1,64	0,05	78,71	250,00	0,31
	0,64	93,6	94,2	4,30	1,67	0,65	1,63	0,05	94,17	250,00	0,38
	0,71	107,7	108,5	4,43	1,65	0,65	1,61	0,05	108,43	250,00	0,43
	0,78	120,9	121,7	4,55	1,63	0,65	1,59	0,06	121,65	250,00	0,49
	0,85	133,1	134,0	4,67	1,62	0,65	1,58	0,06	133,95	250,00	0,54
	0,91	144,5	145,4	4,79	1,60	0,65	1,56	0,06	145,41	250,00	0,58
0,98	155,2	156,2	4,90	1,58	0,65	1,54	0,06	156,15	250,00	0,62	
2	0,73	116,4	117,1	3,67	1,58	0,65	1,54	0,04	117,13	250,00	0,47
	0,80	124,0	124,8	3,75	1,56	0,65	1,52	0,05	124,74	250,00	0,50
	0,87	131,1	131,9	3,83	1,54	0,65	1,50	0,05	131,92	250,00	0,53
	0,93	137,8	138,7	3,90	1,52	0,65	1,48	0,05	138,70	250,00	0,55
	1,00	144,1	145,1	3,96	1,50	0,65	1,46	0,05	145,12	250,00	0,58
	1,06	150,2	151,2	4,03	1,47	0,65	1,43	0,05	151,19	250,00	0,60
	1,12	155,9	157,0	4,08	1,45	0,65	1,41	0,05	156,96	250,00	0,63
	1,18	161,3	162,5	4,14	1,42	0,65	1,38	0,05	162,43	250,00	0,65
	1,25	166,4	167,7	4,19	1,39	0,65	1,35	0,05	167,63	250,00	0,67
	1,31	171,3	172,6	4,25	1,36	0,65	1,32	0,05	172,58	250,00	0,69
1,36	176,0	177,3	4,29	1,32	0,65	1,29	0,05	177,30	250,00	0,71	
1	1,36	175,9	177,3	4,29	1,32	0,65	1,29	0,05	177,29	250,00	0,71
	1,42	180,4	181,8	4,34	1,29	0,65	1,25	0,05	181,77	250,00	0,73
	1,48	184,6	186,1	4,38	1,24	0,65	1,21	0,05	186,04	250,00	0,74
	1,54	188,6	190,1	4,42	1,20	0,65	1,17	0,05	190,10	250,00	0,76
	1,59	192,4	194,0	4,45	1,15	0,65	1,12	0,05	193,95	250,00	0,78
	1,65	196,0	197,6	4,47	1,09	0,65	1,06	0,05	197,60	250,00	0,79
	1,71	199,4	201,1	4,50	1,01	0,65	0,99	0,05	201,06	250,00	0,80
	1,76	202,6	204,3	4,52	0,92	0,65	0,90	0,04	204,32	250,00	0,82
	1,82	205,6	207,4	4,54	0,92	0,65	0,90	0,04	207,41	250,00	0,83
	1,87	208,5	210,3	4,55	0,92	0,65	0,90	0,04	210,33	250,00	0,84
1,92	211,2	213,1	4,56	0,92	0,65	0,90	0,04	213,06	250,00	0,85	

Tabela 25 – Verificação aos ELU de plastificação dos troços

### 3.3.2. VERIFICAÇÃO AOS ELU À ENCURVADURA DOS TROÇOS DO FUSTE DA TORRE – LS3

Para a verificação ao ELU à encurvadura, se existir mais que um dos três componentes de tensão de membrana relevantes para a encurvadura, tem de verificar a seguinte condição de segurança:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right)^{k_x} - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right) + \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right)^{k_\theta} + \left(\frac{\tau_{x\theta,Ed}}{\tau_{x\theta,Rd}}\right)^{k_\tau} < 1 \quad (3.44)$$

onde:

$$k_x = 1.25 + 0.75 \cdot \chi_x \quad (3.45)$$

$$k_\theta = 1.25 + 0.75 \cdot \chi_\theta \quad (3.46)$$

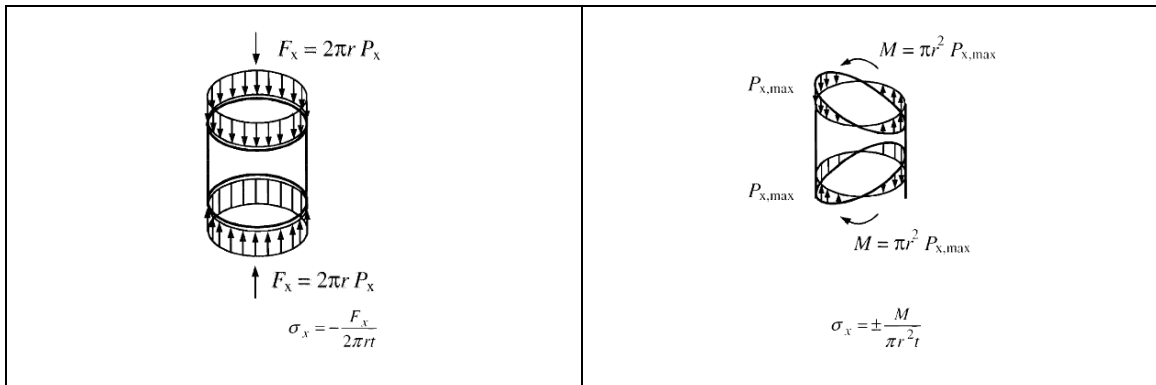
$$k_\tau = 1.25 + 0.25 \cdot \chi_\tau \quad (3.47)$$

$$k_i = (\chi_x \cdot \chi_\theta)^2 \quad (3.48)$$

#### 3.3.2.1. TENSÕES MERIDIONAIS

As tensões meridionais são calculadas com base na teoria de membrana e obtidas tendo em conta o esforço axial e o momento fletor atuante.

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{F_x}{2 \cdot \pi \cdot r \cdot t} \pm \frac{M}{\pi \cdot r^2 \cdot t} \quad (3.49)$$



**Figura 10 – Tensões na casca resultantes do esforço axial e momento fletor segundo a norma EN 1993-1-6 2007 [8]**

Para verificação da segurança ao ELU a seguinte condição deve ser verificada:

$$\sigma_{x,Ed} < \sigma_{x,Rd} \quad (3.50)$$

As tensões resistentes meridionais, considerando o efeito de encurvadura são obtidas pela seguinte expressão:

$$\sigma_{x,Rd} = \frac{\chi_x \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad (3.51)$$

O fator de redução  $\chi$  é em função da esbelteza normalizada da casca e é obtido pelo seguinte critério:

$$\chi = 1 \quad \text{para } \bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0 \quad (3.52)$$

$$\chi = 1 - \beta \left( \frac{\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_0} \right)^\eta \quad \text{para } \bar{\lambda}_0 < \bar{\lambda} < \bar{\lambda}_p \quad (3.53)$$

$$\chi = \frac{\alpha}{\bar{\lambda}} \quad \text{para } \bar{\lambda} > \bar{\lambda}_p \quad (3.54)$$

onde:

$$\bar{\lambda}_{x0} = 0.2 \text{ ou } \bar{\lambda}_{x0} = 0.2 + 0.10 \cdot \left( \frac{\sigma_{xe,M}}{\sigma_{x,Ed}} \right), \text{ no caso de cilindros longos,}$$

$$\beta = 0.6$$

$$\eta = 1,0$$

O valor da esbelteza relativa plástica é obtido através da seguinte expressão:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha}{1 - \beta}} \quad (3.55)$$

O fator de redução meridional de imperfeição elástica,  $\alpha_x$ , é obtido através da seguinte expressão:

$$\alpha_x = \frac{0.62}{1 + 1,91 \cdot \left( \frac{\Delta w_k}{t} \right)^{1.44}} \quad (3.56)$$

onde a amplitude de imperfeição elástica é dada por:

$$\Delta w_k = \frac{1}{Q} \cdot \sqrt{\bar{r}} \cdot t \quad (3.57)$$

onde Q é a compressão meridional do parâmetro de qualidade de fabrico

**Table D.2: Values of fabrication quality parameter Q**

Fabrication tolerance quality class	Description	Q
Class A	Excellent	40
Class B	High	25
Class C	Normal	16

**Tabela 26 – Valores de Q tendo em conta a qualidade de fabricação**

A esbelteza relativa meridional é dada por:

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{x,Rcr}}} \quad (3.58)$$

O comprimento da casca adimensional é dado por:

$$\omega = \frac{l}{r} \sqrt{\frac{r}{t}} \quad (3.59)$$

O meridional crítico elástico de encurvadura é obtido a partir da seguinte expressão:

$$\sigma_{x,Rcr} = 0,605 \cdot E \cdot C_x \cdot \frac{t}{r} \quad (3.60)$$

$\omega \leq 1,7$	Cilindro curto	$C_x = 1,36 - \frac{1,83}{\omega} + \frac{2,07}{\omega^2}$
$1,7 \leq \omega \leq 0,5 \frac{r}{t}$	Cilindro médio	$C_x = 1,0$
$\omega > 0,5 \frac{r}{t}$	Cilindro longo	$C_x = C_{x,N} = \max \left( \left( 1 + \frac{0,2}{C_{xb}} \left[ 1 - 2 \cdot \omega \frac{t}{r} \right] \right), 0,60 \right)$

**Tabela 27 – Valores de  $C_x$  tendo em conta o comprimento de casca**

$C_{xb}$  é um parâmetro em função das condições de contorno retirado da tabela D.1.

**Table D.1: Parameter  $C_{xb}$  for the effect of boundary conditions on the elastic critical meridional buckling stress in long cylinders**

Case	Cylinder end	Boundary condition	$C_{xb}$
1	end 1 end 2	BC 1 BC 1	6
2	end 1 end 2	BC 1 BC 2	3
3	end 1 end 2	BC 2 BC 2	1

*Tabela 28 – Valores de  $C_{xb}$  tendo em conta as condições de fronteira*

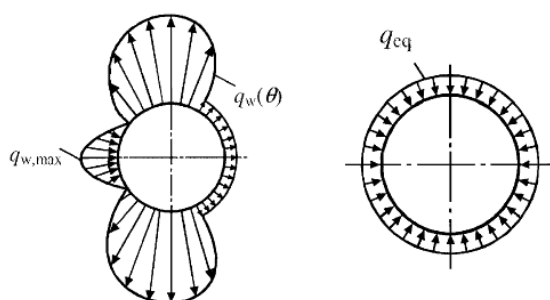
RACIOS DAS TENSÕES MERIDIONAIS DE CÁLCULO E RESISTENTES NAS SECÇÕES DA TORRE																
$\omega$	$C_{xb}$	$r/t$	$C_x$	$\sigma_{x,Rcr}$	$Q$	$\Delta\omega_k$	$\alpha_x$	$\lambda_{xo}$	$\beta$	$\eta$	$\lambda_x$	$\lambda_p$	$\chi$	$\sigma_{x,Rk}$	$\sigma_{x,Ed}$	ratio
				(MPa)										(MPa)	(MPa)	
333,33	1	25	0,60	3049,2	16	1,88	0,46	0,20	0,6	1	0,30	1,07	0,99	247,2	0,3	0,00
324,44	1	26	0,60	2888,7	16	1,93	0,45	0,30	0,6	1	0,31	1,06	1,00	249,6	22,9	0,09
316,23	1	28	0,60	2744,3	16	1,98	0,45	0,30	0,6	1	0,32	1,06	1,00	249,3	43,4	0,17
308,61	1	29	0,60	2613,6	16	2,03	0,44	0,30	0,6	1	0,32	1,05	1,00	248,9	61,9	0,25
301,51	1	31	0,60	2494,8	16	2,07	0,44	0,30	0,6	1	0,33	1,05	0,99	248,6	78,7	0,32
294,89	1	32	0,60	2386,4	16	2,12	0,43	0,30	0,6	1	0,34	1,04	0,99	248,3	94,2	0,38
288,68	1	33	0,60	2286,9	16	2,17	0,43	0,30	0,6	1	0,35	1,04	0,99	247,9	108,5	0,44
282,84	1	35	0,60	2195,4	16	2,21	0,43	0,30	0,6	1	0,35	1,03	0,99	247,6	121,7	0,49
277,35	1	36	0,60	2111,0	16	2,25	0,42	0,30	0,6	1	0,36	1,03	0,99	247,3	134,0	0,54
272,17	1	38	0,60	2032,8	16	2,30	0,42	0,30	0,6	1	0,37	1,02	0,99	247,0	145,4	0,59
267,25	1	39	0,60	1960,1	16	2,34	0,42	0,30	0,6	1	0,37	1,02	0,99	246,7	156,2	0,63
231,45	6	29	0,60	2613,6	16	2,70	0,44	0,30	0,6	1	0,32	1,05	1,00	248,9	117,1	0,47
227,43	6	30	0,60	2523,5	16	2,75	0,44	0,30	0,6	1	0,33	1,05	0,99	248,7	124,8	0,50
223,61	6	31	0,60	2439,4	16	2,80	0,44	0,30	0,6	1	0,34	1,04	0,99	248,4	131,9	0,53
219,97	6	32	0,60	2360,7	16	2,84	0,43	0,30	0,6	1	0,34	1,04	0,99	248,2	138,7	0,56
216,51	6	33	0,60	2288,1	16	2,89	0,43	0,30	0,6	1	0,35	1,04	0,99	248,0	145,1	0,59
213,20	6	34	0,62	2291,0	16	2,93	0,43	0,30	0,6	1	0,35	1,03	0,99	248,0	151,2	0,61
210,04	6	35	0,64	2288,5	16	2,98	0,42	0,30	0,6	1	0,35	1,03	0,99	247,9	157,0	0,63
207,02	6	36	0,65	2281,8	16	3,02	0,42	0,30	0,6	1	0,35	1,03	0,99	247,9	162,5	0,66
204,12	6	38	0,67	2271,5	16	3,06	0,42	0,30	0,6	1	0,35	1,02	0,99	247,9	167,7	0,68
201,35	6	39	0,69	2258,2	16	3,10	0,42	0,30	0,6	1	0,35	1,02	0,99	247,8	172,6	0,70
198,69	6	40	0,70	2242,7	16	3,15	0,41	0,30	0,6	1	0,35	1,02	0,99	247,8	177,3	0,72
198,68	6	40	0,70	2242,7	16	3,15	0,41	0,30	0,6	1	0,35	1,02	0,99	247,8	177,3	0,72
196,12	6	41	0,71	2225,1	16	3,19	0,41	0,30	0,6	1	0,35	1,01	0,99	247,7	181,8	0,73
193,65	6	42	0,72	2206,1	16	3,23	0,41	0,30	0,6	1	0,35	1,01	0,99	247,6	186,1	0,75
191,27	6	43	0,73	2185,8	16	3,27	0,41	0,30	0,6	1	0,35	1,01	0,99	247,5	190,1	0,77
188,98	6	44	0,75	2164,5	16	3,31	0,40	0,30	0,6	1	0,36	1,00	0,99	247,4	194,0	0,78
186,77	6	45	0,76	2142,5	16	3,35	0,40	0,30	0,6	1	0,36	1,00	0,99	247,4	197,6	0,80
184,64	6	46	0,76	2119,9	16	3,39	0,40	0,30	0,6	1	0,36	1,00	0,99	247,3	201,1	0,81
182,57	6	47	0,77	2097,0	16	3,42	0,40	0,30	0,6	1	0,36	1,00	0,99	247,2	204,3	0,83
180,58	6	48	0,78	2073,7	16	3,46	0,39	0,30	0,6	1	0,36	0,99	0,99	247,1	207,4	0,84
178,65	6	49	0,79	2050,3	16	3,50	0,39	0,30	0,6	1	0,37	0,99	0,99	247,0	210,3	0,85
176,78	6	50	0,80	2026,8	16	3,54	0,39	0,30	0,6	1	0,37	0,99	0,99	246,9	213,1	0,86

*Tabela 29 – Verificação aos ELU de tensão meridional de encurvadura*

### 3.3.2.2. TENSÕES CIRCUNFERENCIAIS

As tensões circunferenciais resultam da pressão do vento exercida na casca da torre. Esta, na situação real, é variável ao longo do perímetro da casca, pelo que deveremos obter uma pressão equivalente e constante em todo o perímetro da casca, de acordo com a figura seguinte e obter as tensões de acordo com a expressão seguinte:

$$\sigma_{\theta,Ed} = q_{eq} \cdot \frac{r}{t} \quad (3.61)$$



**Figura 11 – Pressão do vento na casca da torre segundo a norma EN 1993-1-6 2007 [8]**

$$q_{eq} = k_w \cdot q_{w,max} \quad (3.62)$$

onde  $q_{w,max}$  é a pressão do vento e  $k_w$  é dado por:

$$K_w = 0.46 \cdot \left(1 + 0.1 \cdot \sqrt{\frac{c_\theta}{\omega}} \cdot \frac{r}{t}\right) \quad (3.63)$$

Para verificação da segurança ao ELU a seguinte condição deve ser verificada:

$$\sigma_{\theta,Ed} < \sigma_{\theta,Rd} \quad (3.64)$$

As tensões resistentes circunferenciais, considerando o efeito de encurvadura são obtidas pela seguinte expressão:

$$\sigma_{\theta,Rd} = \frac{\chi_{\theta} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad (3.65)$$

O factor de redução  $\chi_{\theta}$  é em função da esbelteza normalizada da casca, e é obtido pelo seguinte critério:

$$\chi = 1 \quad \text{para} \quad \bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0 \quad (3.66)$$

$$\chi = 1 - \beta \left( \frac{\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_0} \right)^{\eta} \quad \text{para} \quad \bar{\lambda}_0 < \bar{\lambda} < \bar{\lambda}_p \quad (3.67)$$

$$\chi = \frac{\alpha}{\bar{\lambda}^2} \quad \text{para} \quad \bar{\lambda} > \bar{\lambda}_p \quad (3.68)$$

onde:

$$\bar{\lambda}_{\theta 0} = 0.4$$

$$\beta = 0.6$$

$$\eta = 1,0$$

O valor da esbelteza relativa plástica é obtido através da seguinte expressão:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{\theta}}{1 - \beta}} \quad (3.69)$$

O factor redução de imperfeição elástica circunferencial,  $\alpha_{\theta}$ , é obtido através da seguinte tabela (tabela D.5):

**Table D.5 : Values of  $\alpha_{\theta}$  based on fabrication quality**

Fabrication tolerance quality class	Description	$\alpha_{\theta}$
Class A	Excellent	0,75
Class B	High	0,65
Class C	Normal	0,50

**Tabela 30 – Valores de  $\alpha_{\theta}$  tendo em conta a qualidade de fabricação**

A esbelteza relativa circunferencial é dada por:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{\theta,Rcr}}} \quad (3.70)$$

A encurvadura circunferencial elástica crítica deve ser obtida a partir da seguinte tabela para os diferentes comprimentos de casca:

$\frac{\omega}{C_\theta} < 20$	Cilindro curto	$\sigma_{\theta,Rcr} = 0,92 \cdot E \cdot \frac{C_{\theta s}}{\omega} \cdot \frac{t}{r}$
$20 \leq \frac{\omega}{C_\theta} \leq 1,63 \frac{r}{t}$	Cilindro médio	$\sigma_{\theta,Rcr} = 0,92 \cdot E \cdot \frac{C_\theta}{\omega} \cdot \frac{t}{r}$
$\frac{\omega}{C_\theta} > 1,63 \frac{r}{t}$	Cilindro longo	$\sigma_{\theta,Rcr} = E \cdot \left(\frac{t}{r}\right)^2 \left[ 0,275 + 2,03 \left(\frac{C_\theta}{\omega} \cdot \frac{r}{t}\right)^4 \right]$

**Table D.3: External pressure buckling factors for medium-length cylinders  $C_\theta$**

Case	Cylinder end	Boundary condition	Value of $C_\theta$
1	end 1 end 2	BC 1 BC 1	1,5
2	end 1 end 2	BC 1 BC 2	1,25
3	end 1 end 2	BC 2 BC 2	1,0
4	end 1 end 2	BC 1 BC 3	0,6
5	end 1 end 2	BC2 BC3	0
6	end 1 end 2	BC 3 BC 3	0

**Tabela 31 – Valores de  $C_\theta$  para cilindro médio e longo tendo em conta as condições de fronteira**

**Table D.4: External pressure buckling factors for short cylinders  $C_{\theta s}$**

Case	Cylinder end	Boundary condition	$C_{\theta s}$
1	end 1 end 2	BC 1 BC 1	$1,5 + \frac{10}{\omega^2} - \frac{5}{\omega^3}$
2	end 1 end 2	BC 1 BC 2	$1,25 + \frac{8}{\omega^2} - \frac{4}{\omega^3}$
3	end 1 end 2	BC 2 BC 2	$1,0 + \frac{3}{\omega^{1,35}}$
4	end 1 end 2	BC 1 BC 3	$0,6 + \frac{1}{\omega^2} - \frac{0,3}{\omega^3}$
where $\omega = \frac{l}{\sqrt{rt}}$			

**Tabela 32 – Valores de  $C_{\theta s}$  para cilindros curtos em conta as condições de fronteira**

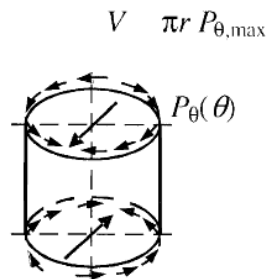
RACIOS DAS TENSÕES CIRCUNFERENCIAIS DE CÁLCULO E RESISTENTES NAS SECÇÕES DA TORRE																	
TR	Z (m)	C <sub>θ</sub>	1,63.r/t	σ <sub>θ,Rcr</sub>	σ <sub>θ,Rcr</sub>	σ <sub>θ,Rcr</sub>	σ <sub>θ,Rcr</sub>	α <sub>θ</sub>	λ <sub>θ0</sub>	β	η	λ <sub>θ</sub>	λ <sub>p</sub>	χ	σ <sub>θ,Rk</sub>	σ <sub>θ,Ed</sub>	racio
				curto	médio	longo	(MPa)								(MPa)	(MPa)	
3	30,0	1,3	41	6182	6182	92	92,40	0,5	0,4	0,6	1	1,73	1,12	0,17	42,00	0,04	S/SIGNIFICADO
	29,0	1,3	43	5857	5857	83	82,93	0,5	0,4	0,6	1	1,82	1,12	0,15	37,69	0,04	S/SIGNIFICADO
	28,0	1,3	45	5564	5564	75	74,85	0,5	0,4	0,6	1	1,92	1,12	0,14	34,02	0,05	S/SIGNIFICADO
	27,0	1,3	48	5299	5299	68	67,89	0,5	0,4	0,6	1	2,01	1,12	0,12	30,86	0,05	S/SIGNIFICADO
	26,0	1,3	50	5058	5058	62	61,85	0,5	0,4	0,6	1	2,11	1,12	0,11	28,12	0,05	S/SIGNIFICADO
	25,0	1,3	52	4838	4838	57	56,59	0,5	0,4	0,6	1	2,20	1,12	0,10	25,72	0,05	S/SIGNIFICADO
	24,0	1,3	54	4637	4637	52	51,98	0,5	0,4	0,6	1	2,30	1,12	0,09	23,63	0,05	S/SIGNIFICADO
	23,0	1,3	57	4451	4451	48	47,90	0,5	0,4	0,6	1	2,40	1,12	0,09	21,77	0,06	S/SIGNIFICADO
	22,0	1,3	59	4280	4280	44	44,29	0,5	0,4	0,6	1	2,49	1,12	0,08	20,13	0,06	S/SIGNIFICADO
	21,0	1,3	61	4122	4122	41	41,07	0,5	0,4	0,6	1	2,59	1,12	0,07	18,67	0,06	S/SIGNIFICADO
20,0	1,3	63	3974	3974	38	38,18	0,5	0,4	0,6	1	2,68	1,12	0,07	17,35	0,06	S/SIGNIFICADO	
2	20,0	1,5	48	4416	4416	68	67,88	0,5	0,4	0,6	1	2,01	1,12	0,12	30,86	0,04	S/SIGNIFICADO
	19,0	1,5	49	4264	4264	63	63,29	0,5	0,4	0,6	1	2,08	1,12	0,12	28,77	0,05	S/SIGNIFICADO
	18,0	1,5	51	4122	4122	59	59,14	0,5	0,4	0,6	1	2,16	1,12	0,11	26,88	0,05	S/SIGNIFICADO
	17,0	1,5	53	3989	3989	55	55,38	0,5	0,4	0,6	1	2,23	1,12	0,10	25,17	0,05	S/SIGNIFICADO
	16,0	1,5	54	3864	3864	52	51,98	0,5	0,4	0,6	1	2,30	1,12	0,09	23,63	0,05	S/SIGNIFICADO
	15,0	1,5	56	3747	3747	49	48,87	0,5	0,4	0,6	1	2,37	1,12	0,09	22,21	0,05	S/SIGNIFICADO
	14,0	1,5	58	3637	3637	46	46,04	0,5	0,4	0,6	1	2,44	1,12	0,08	20,93	0,05	S/SIGNIFICADO
	13,0	1,5	59	3533	3533	43	43,45	0,5	0,4	0,6	1	2,52	1,12	0,08	19,75	0,05	S/SIGNIFICADO
	12,0	1,5	61	3435	3435	41	41,07	0,5	0,4	0,6	1	2,59	1,12	0,07	18,67	0,05	S/SIGNIFICADO
	11,0	1,5	63	3342	3342	39	38,88	0,5	0,4	0,6	1	2,66	1,12	0,07	17,67	0,05	S/SIGNIFICADO
10,0	1,5	65	3254	3254	37	36,86	0,5	0,4	0,6	1	2,73	1,12	0,07	16,76	0,05	S/SIGNIFICADO	
1	10,0	1,5	65	3254	3254	37	36,86	0,5	0,4	0,6	1	2,73	1,12	0,07	16,75	0,05	S/SIGNIFICADO
	9,0	1,5	66	3170	3170	35	34,99	0,5	0,4	0,6	1	2,80	1,12	0,06	15,91	0,05	S/SIGNIFICADO
	8,0	1,5	68	3091	3091	33	33,26	0,5	0,4	0,6	1	2,88	1,12	0,06	15,12	0,05	S/SIGNIFICADO
	7,0	1,5	70	3016	3016	32	31,66	0,5	0,4	0,6	1	2,95	1,12	0,06	14,39	0,05	S/SIGNIFICADO
	6,0	1,5	71	2944	2944	30	30,17	0,5	0,4	0,6	1	3,02	1,12	0,05	13,71	0,05	S/SIGNIFICADO
	5,0	1,5	73	2876	2876	29	28,78	0,5	0,4	0,6	1	3,09	1,12	0,05	13,08	0,05	S/SIGNIFICADO
	4,0	1,5	75	2810	2810	27	27,49	0,5	0,4	0,6	1	3,16	1,12	0,05	12,50	0,05	S/SIGNIFICADO
	3,0	1,5	76	2748	2748	26	26,28	0,5	0,4	0,6	1	3,23	1,12	0,05	11,95	0,04	S/SIGNIFICADO
	2,0	1,5	78	2688	2688	25	25,15	0,5	0,4	0,6	1	3,31	1,12	0,05	11,43	0,04	S/SIGNIFICADO
	1,0	1,5	80	2631	2631	24	24,09	0,5	0,4	0,6	1	3,38	1,12	0,04	10,95	0,04	S/SIGNIFICADO
0,0	1,5	82	2576	2576	23	23,10	0,5	0,4	0,6	1	3,45	1,12	0,04	10,50	0,04	S/SIGNIFICADO	

**Tabela 33 – Verificação aos ELU de tensão circunferencial de encurvadura**

### 3.3.2.3. TENSÕES TANGENCIAIS

As tensões tangenciais resultam da existência do esforço transverso e obtêm-se através da expressão seguinte:

$$\tau_{x\theta,Ed} = \frac{V}{\pi \cdot r \cdot t} \quad (3.71)$$



$$\tau_{\max} = \pm \frac{V}{\pi r t}$$

**Figura 12 – Tensões na casca resultantes do esforço transverso segundo a norma EN 1993-1-6 2007 [8]**

Para verificação da segurança ao ELU a seguinte condição deve ser verificada:

$$\tau_{x\theta,Ed} < \tau_{x\theta,Rd} \quad (3.72)$$

As tensões resistentes tangenciais, considerando o efeito de encurvadura, são obtidas pela seguinte expressão:

$$\tau_{x\theta,Rd} = \frac{\chi_{\tau} \cdot f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M1}} \quad (3.73)$$

O fator de redução  $\chi_\tau$  é em função da esbelteza normalizada da casca sendo obtido pelo seguinte critério:

$$\chi = 1 \quad \text{para } \bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0 \quad (3.74)$$

$$\chi = 1 - \beta \left( \frac{\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_0} \right)^\eta \quad \text{para } \bar{\lambda}_0 < \bar{\lambda} < \bar{\lambda}_p \quad (3.75)$$

$$\chi = \frac{\alpha}{\bar{\lambda}^2} \quad \text{para } \bar{\lambda} > \bar{\lambda}_p \quad (3.76)$$

onde:

$$\bar{\lambda}_{\tau 0} = 0.4$$

$$\beta = 0.6$$

$$\eta = 1,0$$

O valor da esbelteza relativa plástica é obtido através da seguinte expressão:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha}{1 - \beta}} \quad (3.77)$$

O fator de redução de imperfeição elástica tangencial,  $\alpha_\tau$ , é obtido através da seguinte tabela (tabela D.5):

**Table D.6: Values of  $\alpha_\tau$  based on fabrication quality**

Fabrication tolerance quality class	Description	$\alpha_\tau$
Class A	Excellent	0,75
Class B	High	0,65
Class C	Normal	0,50

**Tabela 34 – Valores de  $\alpha_\tau$  tendo em conta a qualidade de fabricação**

A esbelteza normalizada tangencial é dada por:

$$\bar{\lambda}_\tau = \sqrt{\frac{f_{yk}/\sqrt{3}}{\tau_{x\theta,Rcr}}} \quad (3.78)$$

A encurvadura tangencial elástica crítica deve ser obtida a partir da seguinte expressão:

$$\tau_{x\theta,Rcr} = 0,75 \cdot E \cdot C_\tau \sqrt{\frac{1}{\omega} \cdot \left(\frac{t}{r}\right)} \quad (3.79)$$

$\omega < 10$	Cilindro curto	$C_\tau = \frac{1}{3} \sqrt{1 \cdot \frac{42}{\omega^3}}$
$10 \leq \omega \leq 8,7 \cdot \frac{r}{t}$	Cilindro médio	$C_\tau = 1,0$
$\omega > 8,7 \cdot \frac{r}{t}$	Cilindro longo	$C_\tau = \frac{1}{3} \sqrt{\omega \cdot \frac{t}{r}}$

**Tabela 35 – Valores de  $C_\tau$  tendo em conta os diferentes comprimentos de casca**

RACIOS DAS TENSÕES TANGENCIAIS DE CÁLCULO E RESISTENTES NAS SECÇÕES DA TORRE														
TR	Z	C <sub>τ</sub>	8,7.r/t	τ <sub>xθ,Rcr</sub>	α <sub>τ</sub>	λ <sub>τ0</sub>	β	η	λ <sub>τ</sub>	λ <sub>p</sub>	χ	τ <sub>xθ,Rd</sub>	τ <sub>xθ,Ed</sub>	ratio
	(m)			(MPa)								(MPa)	(MPa)	
3	30,0	1,0	218	172,53	0,5	0,4	0,6	1	0,96	1,12	0,53	76,88	3,54	S/SIGNIFICADO
	29,0	1,0	230	165,67	0,5	0,4	0,6	1	0,98	1,12	0,52	74,51	3,71	S/SIGNIFICADO
	28,0	1,0	242	159,42	0,5	0,4	0,6	1	1,00	1,12	0,50	72,22	3,87	S/SIGNIFICADO
	27,0	1,0	254	153,70	0,5	0,4	0,6	1	1,02	1,12	0,48	70,00	4,02	S/SIGNIFICADO
	26,0	1,0	266	148,42	0,5	0,4	0,6	1	1,03	1,12	0,47	67,84	4,16	S/SIGNIFICADO
	25,0	1,0	278	143,56	0,5	0,4	0,6	1	1,05	1,12	0,46	65,74	4,30	S/SIGNIFICADO
	24,0	1,0	290	139,05	0,5	0,4	0,6	1	1,07	1,12	0,44	63,70	4,43	S/SIGNIFICADO
	23,0	1,0	302	134,86	0,5	0,4	0,6	1	1,09	1,12	0,43	61,71	4,55	S/SIGNIFICADO
	22,0	1,0	314	130,95	0,5	0,4	0,6	1	1,10	1,12	0,41	59,77	4,67	S/SIGNIFICADO
	21,0	1,0	326	127,29	0,5	0,4	0,6	1	1,12	1,12	0,40	57,88	4,79	S/SIGNIFICADO
20,0	1,0	338	123,86	0,5	0,4	0,6	1	1,13	1,12	0,39	56,30	4,90	S/SIGNIFICADO	
2	20,0	1,0	254	177,47	0,5	0,4	0,6	1	0,95	1,12	0,54	78,50	3,67	S/SIGNIFICADO
	19,0	1,0	263	172,86	0,5	0,4	0,6	1	0,96	1,12	0,53	76,99	3,75	S/SIGNIFICADO
	18,0	1,0	272	168,52	0,5	0,4	0,6	1	0,97	1,12	0,52	75,51	3,83	S/SIGNIFICADO
	17,0	1,0	281	164,43	0,5	0,4	0,6	1	0,98	1,12	0,51	74,06	3,90	S/SIGNIFICADO
	16,0	1,0	290	160,56	0,5	0,4	0,6	1	0,99	1,12	0,50	72,65	3,96	S/SIGNIFICADO
	15,0	1,0	299	156,90	0,5	0,4	0,6	1	1,01	1,12	0,49	71,25	4,03	S/SIGNIFICADO
	14,0	1,0	308	153,42	0,5	0,4	0,6	1	1,02	1,12	0,48	69,89	4,08	S/SIGNIFICADO
	13,0	1,0	317	150,12	0,5	0,4	0,6	1	1,03	1,12	0,47	68,55	4,14	S/SIGNIFICADO
	12,0	1,0	326	146,98	0,5	0,4	0,6	1	1,04	1,12	0,47	67,23	4,19	S/SIGNIFICADO
	11,0	1,0	335	143,99	0,5	0,4	0,6	1	1,05	1,12	0,46	65,93	4,25	S/SIGNIFICADO
10,0	1,0	344	141,15	0,5	0,4	0,6	1	1,06	1,12	0,45	64,66	4,29	S/SIGNIFICADO	
1	10,0	1,0	344	141,14	0,5	0,4	0,6	1	1,06	1,12	0,45	64,66	4,29	S/SIGNIFICADO
	9,0	1,0	353	138,42	0,5	0,4	0,6	1	1,07	1,12	0,44	63,41	4,34	S/SIGNIFICADO
	8,0	1,0	363	135,82	0,5	0,4	0,6	1	1,08	1,12	0,43	62,18	4,38	S/SIGNIFICADO
	7,0	1,0	372	133,33	0,5	0,4	0,6	1	1,09	1,12	0,42	60,96	4,42	S/SIGNIFICADO
	6,0	1,0	381	130,94	0,5	0,4	0,6	1	1,10	1,12	0,41	59,77	4,45	S/SIGNIFICADO
	5,0	1,0	390	128,65	0,5	0,4	0,6	1	1,11	1,12	0,41	58,59	4,47	S/SIGNIFICADO
	4,0	1,0	399	126,45	0,5	0,4	0,6	1	1,12	1,12	0,40	57,48	4,50	S/SIGNIFICADO
	3,0	1,0	408	124,33	0,5	0,4	0,6	1	1,13	1,12	0,39	56,52	4,52	S/SIGNIFICADO
	2,0	1,0	417	122,30	0,5	0,4	0,6	1	1,14	1,12	0,39	55,59	4,54	S/SIGNIFICADO
	1,0	1,0	426	120,34	0,5	0,4	0,6	1	1,15	1,12	0,38	54,70	4,55	S/SIGNIFICADO
0,0	1,0	435	118,46	0,5	0,4	0,6	1	1,16	1,12	0,37	53,84	4,56	S/SIGNIFICADO	

Tabela 36 – Verificação aos ELU de tensão de corte de encurvadura

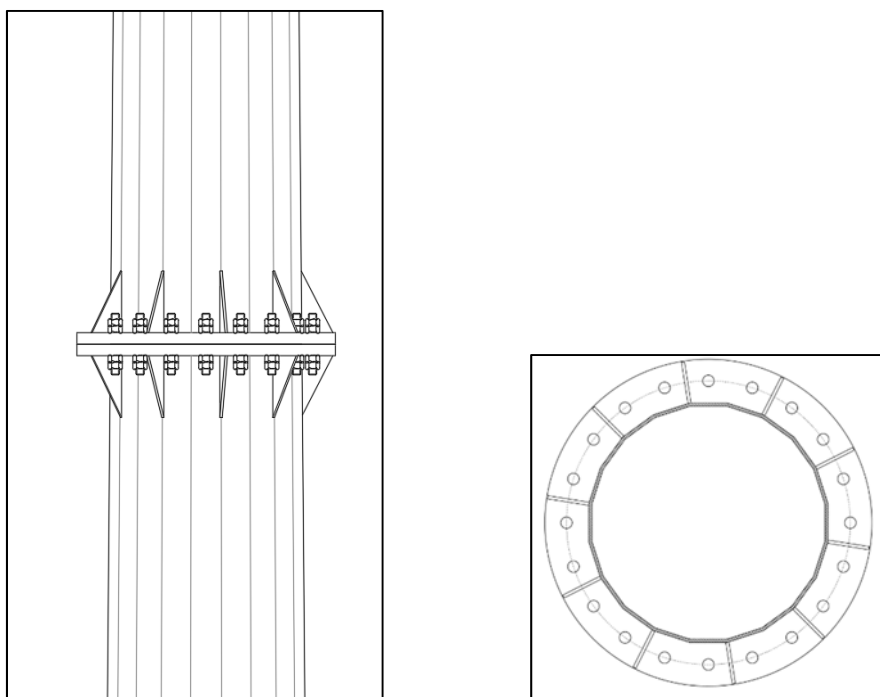
### 3.3.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS LIGAÇÕES ENTRE TROÇOS DA TORRE

O tipo de ligação que se preconiza para garantir a união entre troços são as ligações por flanges aparafusadas.

Na verificação da ligação entre troços, teve-se como princípio que esta deve ser dimensionada de modo que a sua resistência seja superior à resistência dos elementos unidos, ao invés dos esforços atuantes de cálculo. Assim, garante-se que a estrutura poderá continuar em funcionamento em caso de aumento de carga futura.

Serão utilizados parafusos pré-esforçados de alta resistência, da classe 8.8.

Na imagem abaixo mostra-se o tipo de ligação que se preconizou para a torre.



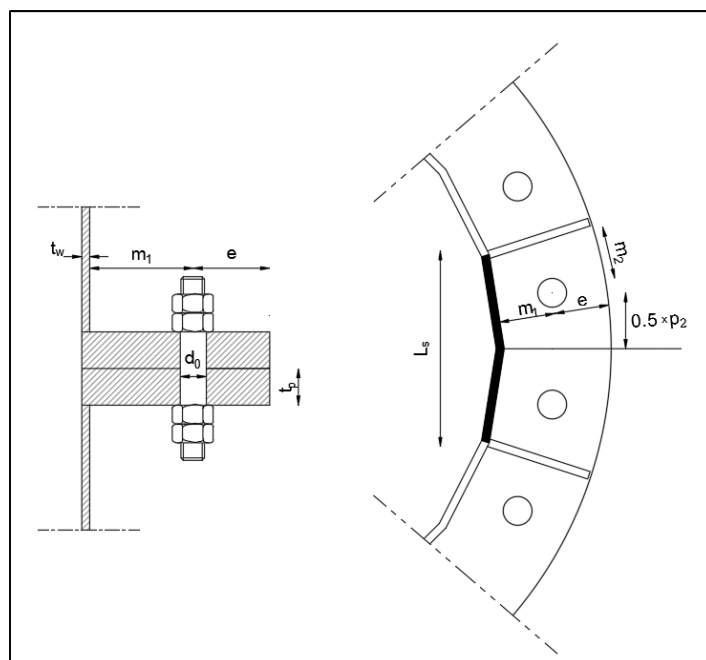
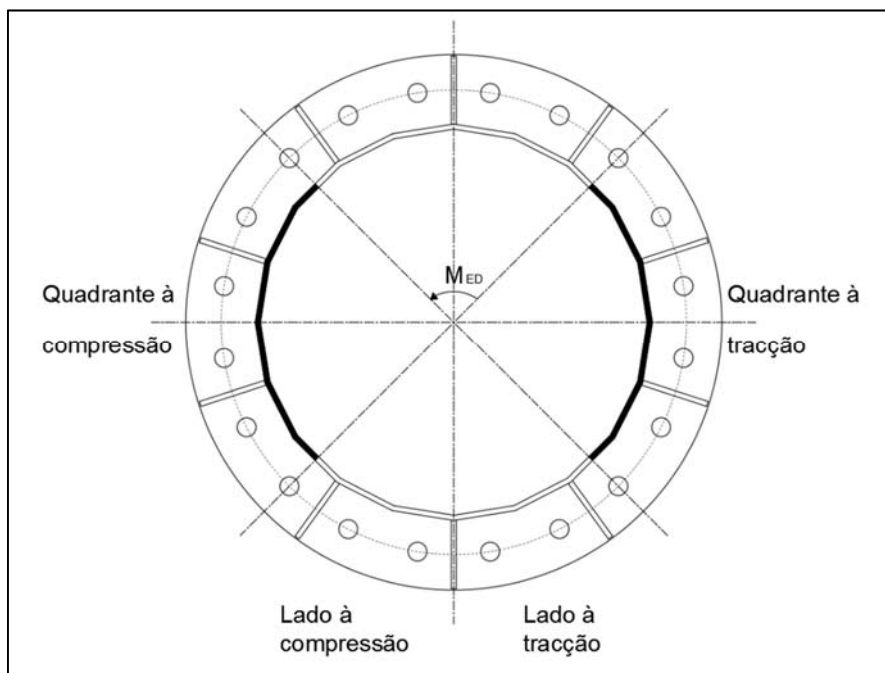
*Figura 13 – Alçado e planta de uma ligação flangeada aparafusada entre troços*

Existem vários modelos de cálculo para este tipo de ligações em bibliografia da especialidade.

Neste projeto iremos adotar o modelo de verificação da resistência apresentado em publicações do SCI [12] e da Hera [11], e indicado nas Especificações e Cláusulas

Técnicas para a Realização de Estabilidade de Torres de Antenas de Telecomunicações realizado pelo LNEC [13].

Apresenta-se de seguida imagens de apoio ao modelo de cálculo da ligação.



### 3.3.3.1. CÁLCULO TOTAL DE ESFORÇO AXIAL

O valor de cálculo total de esforço axial  $N_{Ed,tot}$  a considerar deve ser determinado pela combinação da resultante devida ao momento flector,  $N_M$ , com o esforço axial,  $N_{Ed}$ .

$$N_{Ed,tot} = L_{trib} \times (N_{M/m} + N_{Ed/m}) \quad (3.80)$$

$L_{trib}$  – valor da distância entre eixos de cutelos consecutivos,  $L_s$

A primeira parcela  $N_{M/m}$  é obtida por:

$$N_{M/m} = \frac{1,108 \times M_{Ed}}{(d_w - t_w)} \quad (3.81)$$

$M_{Ed}$  – momento flector da secção

$d_w$  – valor nominal do diâmetro exterior da casca da torre;

$t_w$  – valor nominal da espessura da casca da torre;

A equação (13.41) só é válida tendo em conta as seguintes premissas:

- é possível determinar as forças nos parafusos devidas ao momento flector através de uma distribuição plástica.
- que o comprimento do quadrante à tração corresponde a um quarto do perímetro da casca da torre, e que a resultante das tensões de tração dos parafusos dista a  $0.925 \cdot r_m$  do centro da casca ( $r_m$  corresponde ao raio médio da casca).

O valor de  $N_{Ed/m}$  é obtida por:

$$N_{Ed/m} = \frac{N_{Ed}}{\pi \cdot (d_w - t_w)} \quad (3.82)$$

### 3.3.3.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO QUADRANTE SUBMETIDO AO ESFORÇO DE TRACÇÃO

A segurança da ligação é verificada se for satisfeita a seguinte inequação:

$$N_{Ed,tot} \leq \min(N_{Rd1,s}; N_{Rd2,s}; n \times F_{t,Rd}; n \times B_{p,Rd}) \quad (3.83)$$

em que:

$N_{Rd1,s}$  - representa o modo de rotura que envolve a cedência da chapa de ligação.

$$N_{Rd1,s} = \frac{M_{p,p} + C_p \times M_{p,p} + C_w \times M_{pr,w}}{m_1 + \frac{t_w}{2}} \quad (3.84)$$

$N_{Rd2,s}$  - representa o modo de rotura que envolve a cedência dos parafusos.

$$N_{Rd2,s} = \frac{C_p \times M_{p,p} + C_w \times M_{pr,w} + e \times n \times F_{t,Rd}}{m_1 + \frac{t_w}{2} + e} \quad (3.85)$$

$F_{t,Rd}$  - representa a resistência de cálculo dos parafusos.

$$F_{t,Rd} = \frac{k \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \quad (3.86)$$

$B_{p,Rd}$  - representa a resistência de cálculo ao punçoamento de um parafuso.

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.87)$$

Com:

$$M_{p,p} = \frac{1}{1,1} \times 0,25 \times L_{eff} \times t_p^2 \times f_{y,p}$$

$$M_{p,w} = \frac{1}{1,1} \times 0,25 \times L_{eff} \times t_w^2 \times f_{y,w}$$

$$M_{pr,w} = M_{p,w} \times \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed,tot}}{N_s} \right)^2 \right] \leq M_{p,w}, \text{ para } N_s \geq N_{Ed,tot}$$

Caso contrário não verifica a segurança

$$N_s = \frac{1}{1,1} \times t_w^2 \times f_{y,w} \times L_{trib}$$

$$L_{eff} = \text{máx}(L_{eff1}; L_{eff2})$$

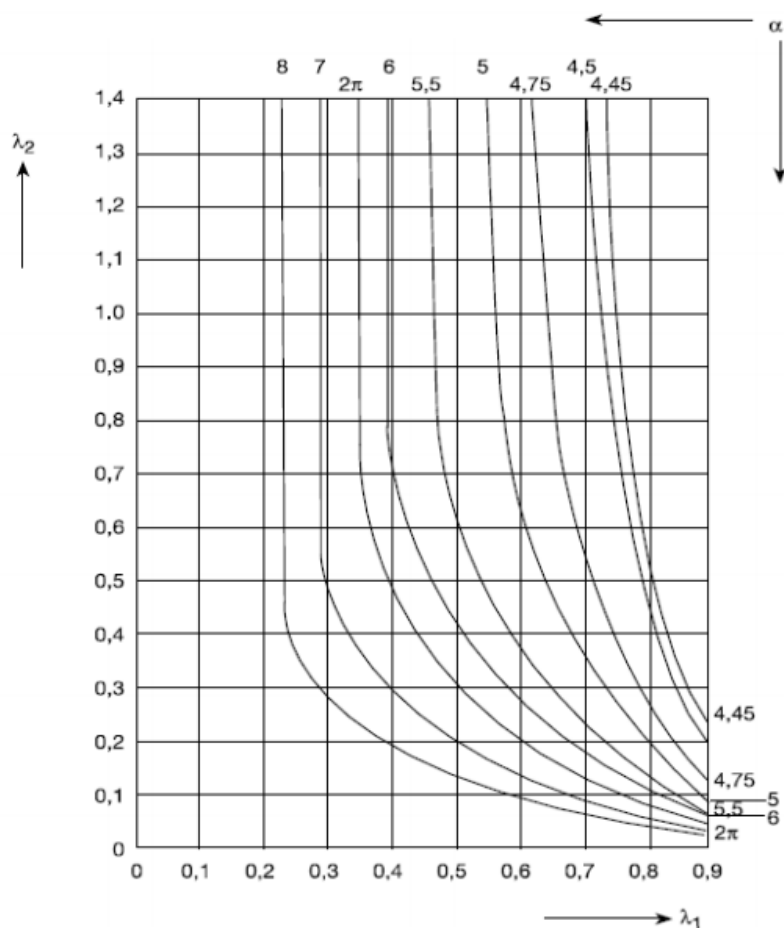
$$L_{eff1} = 4 \cdot m_1 + 1,25 \cdot e + (n - 1) \times p_2$$

$$L_{eff2} = 0,5 \cdot m_1 \cdot \alpha + 2 \cdot m_1 + 0,625 \cdot e + (n - 1) \times p_2$$

$$C_p = \frac{\left( \frac{m_1 + e}{m_1} \right)}{\left( \frac{m_2}{m_1} + \frac{p_2}{2 \cdot m_1} \right) + \left( \frac{m_1 + e}{m_1} \right)}$$

$$C_w = 1 - C_p$$

$\alpha$  é dado pelo gráfico da figura 13 em que  $\lambda_1 = \left(\frac{m_1+e}{m_1}\right)$  e  $\lambda_2 = \left(\frac{m_2+e}{m_1}\right)$



**Figura 14 – Determinação do parâmetro  $\alpha$**

### 3.3.3.3. LIGAÇÃO TROÇO 1 – TROÇO 2

1. Esforços de cálculo:

Msd.total	N <sub>sd</sub> .total
[ kN.m ]	[ kN ]
600	21,7

2. Características da secção onde é feita a ligação:

d <sub>w</sub>	t <sub>w</sub>	f <sub>yw</sub>
[ mm ]	[ mm ]	[ Mpa ]
633	8	275

3. Características da flange:

t <sub>p</sub>	f <sub>yp</sub>	e	m <sub>1</sub>	m <sub>2</sub>	p <sub>2</sub>	L <sub>trib</sub>	α
[ mm ]	[ Mpa ]	[ mm ]	[ mm ]	[ mm ]	[ mm ]	[ mm ]	
35	275	60	60	59	118	236	5

4. Características dos parafusos:

Ø	A <sub>s</sub>	f <sub>ub</sub>	L <sub>trib</sub>	Parafuso	d <sub>0</sub>	d <sub>m</sub>
[ mm ]	[ mm <sup>2</sup> ]	[ Mpa ]	n.º de paraf.	n.º total	[ mm ]	[ mm ]
30	561	800	2	20	33	50

5. Verificação da Resistencia

5.1

N <sub>M/m</sub>	N <sub>Ed/m</sub>	N <sub>Ed/tot</sub>	N <sub>s</sub>	N <sub>s</sub> > N <sub>Ed/tot</sub>
[ kN/m ]	[ kN/m ]	[ kN/m ]	[ kN.m/m ]	
1701,9	11,05	404,25	472,00	ok

5.2

L <sub>eff</sub>	L <sub>eff.1</sub>	L <sub>eff.2</sub>	C <sub>p</sub>	C <sub>w</sub>
[ mm ]	[ mm ]	[ mm ]		
433,0	433,0	425,5	0,969	0,031

5.3

M <sub>p.p</sub>	M <sub>p.w</sub>	M <sub>pr.w</sub>	M <sub>p.w</sub> > M <sub>pr.w</sub>
[ kN.m/m ]	[ kN.m/m ]	[ kN.m/m ]	
33,2	1,7	0,5	ok

5.4

N <sub>Rd1,s</sub>	N <sub>Rd2,s</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>	N <sub>Rdmin</sub>	Veri	rácio
[ kN ]	[ kN ]	[ kN ]	[ kN ]	[ kN ]		
1020	572	646	726	572	Ok	0,71

### 3.3.3.4. LIGAÇÃO TROÇO 2 – TROÇO 3

1. Esforços de cálculo:

Msd.total [ kN.m ]	N <sub>sd</sub> .total [ kN ]
245	9

2. Características da secção onde é feita a ligação:

d <sub>w</sub> [ mm ]	t <sub>w</sub> [ mm ]	f <sub>yw</sub> [ Mpa ]
466	6	275

3. Características da flange:

t <sub>p</sub> [ mm ]	f <sub>yp</sub> [ Mpa ]	e [ mm ]	m <sub>1</sub> [ mm ]	m <sub>2</sub> [ mm ]	p <sub>2</sub> [ mm ]	L <sub>trib</sub> [ mm ]	α
28	275	40	40	42	86	172	6

4. Características dos parafusos:

Ø [ mm ]	A <sub>s</sub> [ mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ub</sub> [ Mpa ]	L <sub>trib</sub> nº de paraf.	Parafuso n.º total	d <sub>0</sub> [ mm ]	d <sub>m</sub> [ mm ]
20	245	800	2	20	22	32

5. Verificação da Resistencia

5.1

N <sub>M/m</sub> [ kNm ]	N <sub>Ed/m</sub> [ kNm ]	N <sub>Ed/tot</sub> [ kNm ]	N <sub>s</sub> [ kN.m/m ]	N <sub>s</sub> > N <sub>Ed/tot</sub>
1282,9	6,23	221,73	258,00	

5.2

L <sub>eff</sub> [ mm ]	L <sub>eff.1</sub> [ mm ]	L <sub>eff.2</sub> [ mm ]	C <sub>p</sub>	C <sub>w</sub>
311,0	296,0	311,0		

5.3

M <sub>p.p</sub> [ kN.m/m ]	M <sub>p.w</sub> [ kN.m/m ]	M <sub>pr.w</sub> [ kN.m/m ]	M <sub>p.w</sub> > M <sub>pr.w</sub>
15,2	0,7	0,2	

5.4

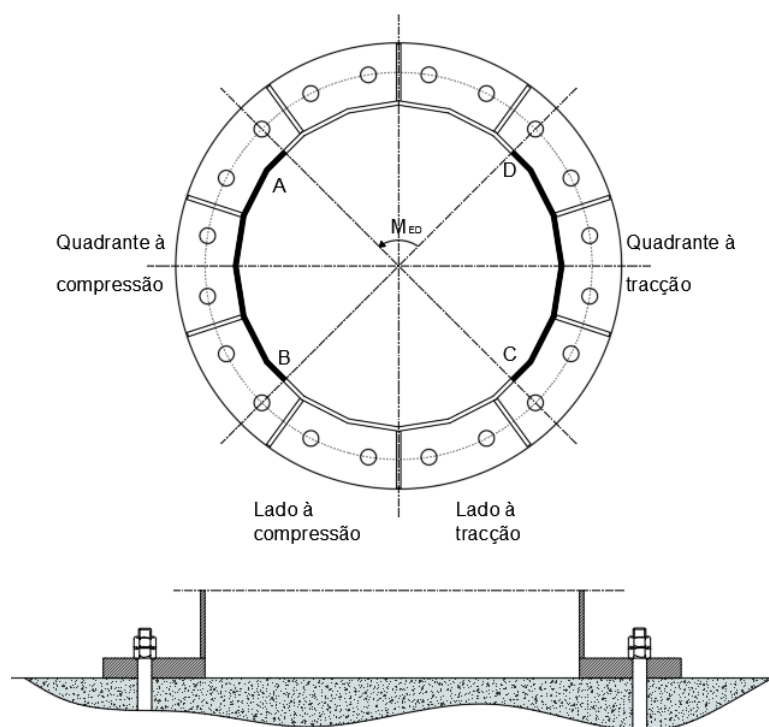
N <sub>Rd1,s</sub> [ kN ]	N <sub>Rd2,s</sub> [ kN ]	F <sub>t,Rd</sub> [ kN ]	B <sub>p,Rd</sub> [ kN ]	N <sub>Rdmin</sub> [ kN ]	Veri	rácio
692	311	282	372	282		

### 3.3.4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA LIGAÇÃO DA TORRE À FUNDAÇÃO

O tipo de ligação que iremos utilizar para garantir a união entre a torre e a fundação será através de uma flange solidarizada a uma sapata de betão através de chumbadouros.

Na verificação da ligação da base tivemos como princípio que esta deve ser dimensionada de modo que a sua resistência seja superior à resistência dos elementos unidos, ao invés dos esforços atuantes. Assim garante-se que a estrutura poderá continuar em funcionamento em caso de aumento de carga futura.

Na imagem abaixo mostra-se o tipo de ligação que se preconizou para a Torre.



*Figura 15 –Ligação da Torre à fundação*

### 3.3.4.1. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO QUADRANTE SUBMETIDO AO ESFORÇO DE TRACÇÃO

A segurança da ligação é verificada se for satisfeita a seguinte inequação:

$$N_{Ed,tot} \leq \min(N_{Rd1,s}; N_{Rd2,s}; n \times F_{t,anchor,Rd}; n \times B_{p,Rd}) \quad (3.88)$$

$N_{Rd1,s}$  - representa o modo de rotura que envolve a cedência da chapa de ligação.

$$N_{Rd1,s} = \frac{M_{p,p} + C_p \times M_{p,p} + C_w \times M_{pr,w}}{m_1 + \frac{t_w}{2}} \quad (3.89)$$

$N_{Rd2,s}$  - representa o modo de rotura que envolve a cedência dos parafusos.

$$N_{Rd2,s} = \frac{C_p \times M_{p,p} + C_w \times M_{pr,w} + e \times n \times F_{t,anchor,Rd}}{m_1 + \frac{t_w}{2} + (e - 0,50 \times a_{base})} \quad (3.90)$$

$F_{t,Rd}$  - representa a resistência de cálculo dos parafusos.

$$F_{t,anchor,Rd} = \frac{k \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \quad (3.91)$$

$B_{p,Rd}$  - representa a resistência de cálculo ao punçoamento de um parafuso.

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.92)$$

Com:

$$M_{p,p} = \frac{1}{1,1} \times 0,25 \times L_{eff} \times t_p^2 \times f_{y,p}$$

$$M_{p,w} = \frac{1}{1,1} \times 0,25 \times L_{eff} \times t_w^2 \times f_{y,w}$$

$$M_{pr,w} = M_{p,w} \times \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed,tot}}{N_s} \right)^2 \right] \leq M_{p,w}, \text{ para } N_s \geq N_{Ed,tot}$$

Caso contrário não verifica a segurança

$$N_s = \frac{1}{1,1} \times t_w^2 \times f_{y,w} \times L_{trib}$$

$$L_{eff} = \text{máx}(L_{eff1}; L_{eff2})$$

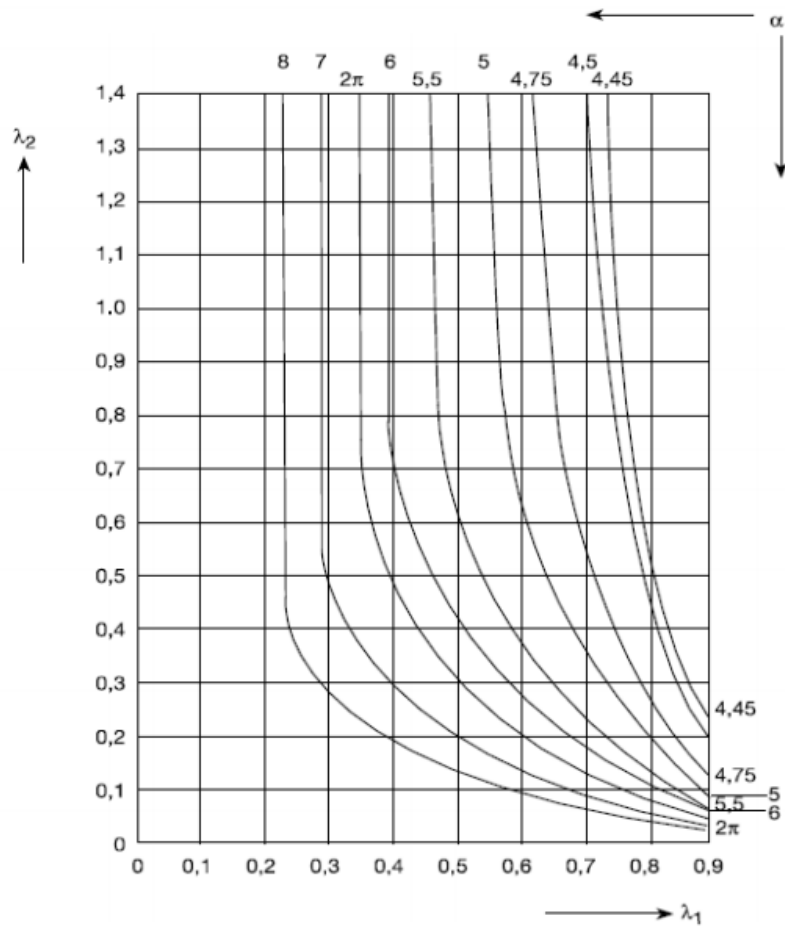
$$L_{eff1} = 4 \cdot m_1 + 1,25 \cdot e + (n - 1) \times p_2$$

$$L_{eff2} = 0,5 \cdot m_1 \cdot \alpha + 2 \cdot m_1 + 0,625 \cdot e + (n - 1) \times p_2$$

$$C_p = \frac{\left( \frac{m_1 + e}{m_1} \right)}{\left( \frac{m_2}{m_1} + \frac{p_2}{2 \cdot m_1} \right) + \left( \frac{m_1 + e}{m_1} \right)}$$

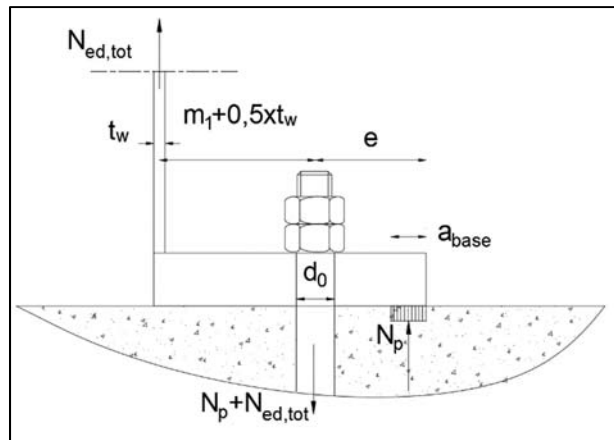
$$C_w = 1 - C_p$$

$\alpha$  é dado pelo gráfico da figura 13 em que  $\lambda_1 = \left(\frac{m_1+e}{m_1}\right)$  e  $\lambda_2 = \left(\frac{m_2+e}{m_1}\right)$



**Figura 16 – Determinação do Parâmetro  $\alpha$**

O valor de  $a_{base}$  deve ser calculado pelo seguinte método iterativo:



**Figura 17 – Pormenor da zona tracionada de ligação dos chumbadouros ao betão**

1º Passo:

$$a_{base} = \frac{N_p}{L_{trib} \times f_{jd}}, \quad \text{com } N_p = 0,75 \cdot N_{Ed,tot} \quad (3.93)$$

2º Passo:

$$N_p = n \times F_{t,anchor,Rd} - N_{Rd,2} \quad (3.94)$$

3º Passo:

Recalcular  $a_{base}$  com o novo valor de  $N_p$  e recalcular  $N_{Rd,2}$ .

Deveremos iterar até  $N_{Rd,2,i} \cong N_{Rd,2,i-1}$

1. Esforços de cálculo:

Msd.total	Nsd.total
[ kN.m ]	[ kN ]
960	50

2. Características da secção onde é feita a ligação:

d <sub>w</sub>	t <sub>w</sub>	f <sub>yw</sub>
[ mm ]	[ mm ]	[ Mpa ]
800	8	275

3. Características da flange:

t <sub>p</sub>	f <sub>yp</sub>	e	a <sub>base</sub>	(e-0,5x a <sub>base</sub> )	m <sub>1</sub>	m <sub>2</sub>	p <sub>2</sub>	L <sub>trib</sub>	α
[ mm ]	[ Mpa ]	[ mm ]	[ mm ]	[ mm ]	[ mm ]	[ mm ]	[ mm ]	[ mm ]	
35	355	70	67	36,5	74	70	147,5	295	5

4. Características dos parafusos:

Ø	A <sub>s</sub>	f <sub>u</sub>	L <sub>trib</sub>	Parafuso	d <sub>0</sub>	d <sub>m</sub>
[ mm ]	[ mm <sup>2</sup> ]	[ Mpa ]	n° de paraf.	n° total	[ mm ]	[ mm ]
36	817	510	2	20	39	60

5. Verificação da Resistencia

5.1

N <sub>Wm</sub>	N <sub>Ed/m</sub>	N <sub>Ed/tot</sub>	N <sub>s</sub>	N <sub>s</sub> > N <sub>Ed/tot</sub>
[ kN/m ]	[ kN/m ]	[ kN/m ]	[ kN.m/m ]	
1695,7	20,10	506,17	590,00	ok

5.2

L <sub>eff</sub>	L <sub>eff.1</sub>	L <sub>eff.2</sub>	C <sub>p</sub>	C <sub>w</sub>
[ mm ]	[ mm ]	[ mm ]		
503,3	489,1	503,3	0,975	0,025

5.3

M <sub>p.p</sub>	M <sub>p.w</sub>	M <sub>pr.w</sub>	M <sub>p.w</sub> > M <sub>pr.w</sub>
[ kN.m/m ]	[ kN.m/m ]	[ kN.m/m ]	
49,7	2,0	0,5	ok

5.4

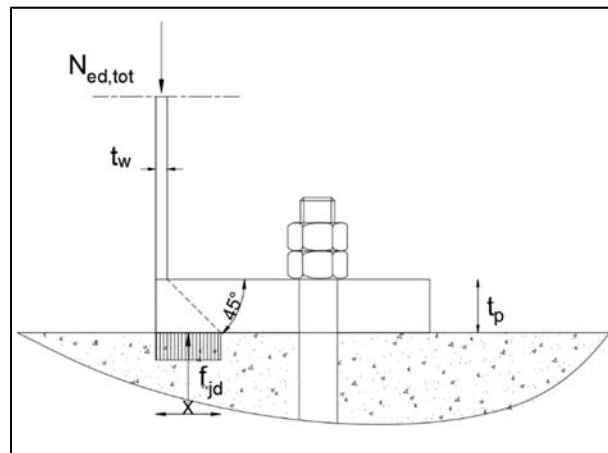
N <sub>Rd1,s</sub>	N <sub>Rd2,s</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>	N <sub>Rd,min</sub>	Veri	ratio
[ kN ]	[ kN ]	[ kN ]	[ kN ]	[ kN ]		
1259	615	600	1124	600	Ok	0,84

6. Cálculo da resistencia à compressão "localizada"

β <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	α	f <sub>jd</sub>
	[ MPa ]		[ MPa ]
1	16,7	1,5	25,05

### 3.3.4.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO QUADRANTE SUBMETIDO AO ESFORÇO DE COMPRESSÃO

A verificação de segurança consiste em dimensionar a chapa da base de modo que a resistência do betão à compressão localizada não seja ultrapassada.



**Figura 18 – Pormenor da zona comprimida de ligação dos chumbadouros ao betão**

O valor de cálculo da resistência à compressão localizada  $f_{jd}$  é obtida através da expressão:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot f_{cd} + \alpha \leq 3 \times f_{cd} \quad (3.95)$$

com:

$$\beta_j = 1$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \text{ com } \alpha_{cc} = 1$$

$$\alpha = 1,50$$

Se  $X < t_p + t_w$  a segurança da ligação à compressão é verificada.

Cálculo da resistencia à compressão "localizada"

$\beta_j$	$f_{cd}$	$\alpha$	$f_{jd}$
	[ MPa]		[ MPa]
1	16,7	1,5	25,05

Caso contrário o valor mínimo da espessura da chapa da base deve ser determinado tendo em conta o tipo de análise:

$$\text{Análise plástica} \quad t_{p,min} = \sqrt{\frac{6 \times m_c}{f_{yp}}}, \quad mc = \frac{1}{2} \times f_{jd} \times X^2 \quad (3.96)$$

$$\text{Análise elástica} \quad t_{p,min} = \sqrt{\frac{6 \times m_c}{f_{yp}}}, \quad mc = \frac{1}{3} \times f_{jd} \times X^2 \quad (3.97)$$

No nosso caso dado que o valor de X é igual á soma de  $t_p + t_w$ , conclui-se que a ligação verifica a compressão.

No entanto apresenta-se os valores determinados com base nas expressões anteriores como justificação.

Plastica	$t_{p, min}$	22	mm
Elastica	$t_{p, min}$	18	mm

Adoptou-se  $t_p=35\text{mm}$ , superior ao de cálculo.

### 3.3.4.3. VERIFICAÇÃO DO COMPRIMENTO DE ANCORAGEM NO BETÃO

A verificação de segurança consiste em dimensionar o comprimento necessário de ancoragem no betão por aderência.

A segurança da ligação é verificada se for satisfeita a seguinte equação:

$$F_{a,Rd} \geq F_{t,Rd} \quad (3.98)$$

A força de aderência  $F_{a,Rd}$  é dada por:

$$F_{a,Rd} = \pi \cdot d \cdot L_b f_{bd} \quad (3.99)$$

$d$  – diâmetro nominal do chumbadouro

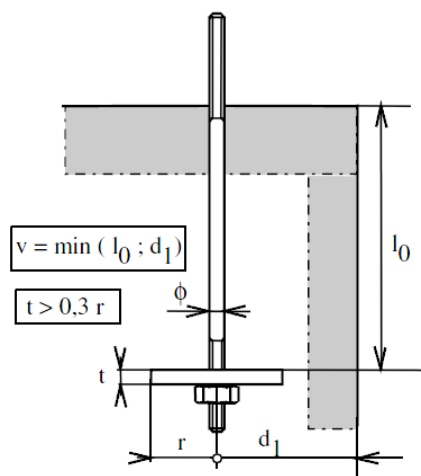
$f_{bd}$  – valor de cálculo da tensão de rotura da aderência.

$L_b$  – comprimento de ancoragem

$$f_{bd} = \frac{0,36 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad (3.100)$$

$\gamma_c = 1.5$  – factor de segurança.

No nosso caso optou-se por utilizar uma placa de ancoragem nas extremidades de todos os chumbadouros de acordo com a solução indicada na figura.



$$L_b = 2,25 \cdot \phi \cdot \frac{f_{cd}}{f_{bd}} \cdot \left( \frac{r^2}{\phi^2} - 0,25 \right) \left( 1 - \frac{r}{v} \right) + l_0 \quad (3.101)$$

$\phi$	Classe	$f_{ck}$	$f_{bd}$	$f_{cd}$	$t$	$r$	$v$	$l_0$	$L_b$
[mm]	Betão	[Mpa]	[Mpa]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
36	C25/30	25	1,20	16,7	10	45	1000	1000	2598

$$F_{a,Rd} = 353 \text{ KN} > F_{t,anchor,Rd} = \frac{600}{2} = 300 \text{ KN}$$

### 3.3.5. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Na verificação dos estados limites de utilização foi considerado um “vento de serviço” de 100 Km/h de velocidade.

Os deslocamentos máximos admissíveis no topo da Torre, impostos por todas as operadoras que comercializam estes equipamentos, não devem ser superiores aos indicados no quadro seguinte :

ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO		
H (m)	Rotação obtida (°)	Rotação admissível (°)
30.0 (Topo)	0.66	< 1

### 3.4. FUNDAÇÃO

O tipo de fundação é direta realizada através de uma sapata rígida.

O dimensionamento da sapata foi feito ao estado limite ultimo de derrubamento tendo igualmente determinado as tensões no terreno de fundação

Dada a inexistência de informação geotécnico, admitiu-se os seguintes parâmetros para o solo de fundação:

$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$  – peso específico do terreno

$\phi = 30^\circ$  - ângulo de atrito

$C_u = 0 \text{ kN/m}^2$  - coesão

$\sigma_{adm} = 0.20 \text{ MPa}$  – tensão admissível

Os esforços na base da Torre são:

Ações	N [KN]	V [KN]	M [KN.m]
Cargas Permanentes	32.25	-	-
Vento	-	28.66	522.80

Para a verificação de limites de equilíbrio a combinação é a seguinte:

$$E_{ELU,Equil} = 1.0 \times G + 1.0 \times Q_{wvento}$$

### 3.4.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE PERDA DE EQUILÍBRIO

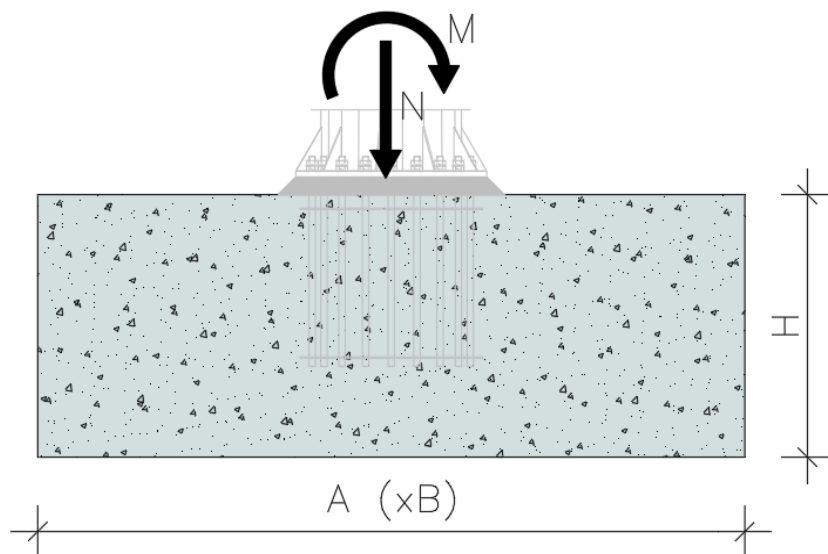
Para que a verificação ao derrubamento considerou-se para o factor de segurança seja  $FS \geq 1.50$ .

Tem-se:

$$\frac{M_{Est.}}{M_{Der.}} \geq 1.50$$

As dimensões da sapata adotada foram as seguintes:

$$A = 4,00 \text{ m}; B = 4,00\text{m}; H = 1,50\text{m}$$



$$M_{Est.} = (PP_{sapata} + N) \times \frac{A}{2}$$

$$M_{Der.} = M + V \times H$$

Verificação ao Derrube		
M <sub>der.</sub>	M <sub>est.</sub>	FS
[kN.m]	[kN.m]	
566	1264,50	2,23

A verificação ao derrubamento é satisfeita.

### 3.4.2. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE ROTURA

A verificação dos estados limites últimos de rotura do solo é feita com base no critério de tensões de segurança.

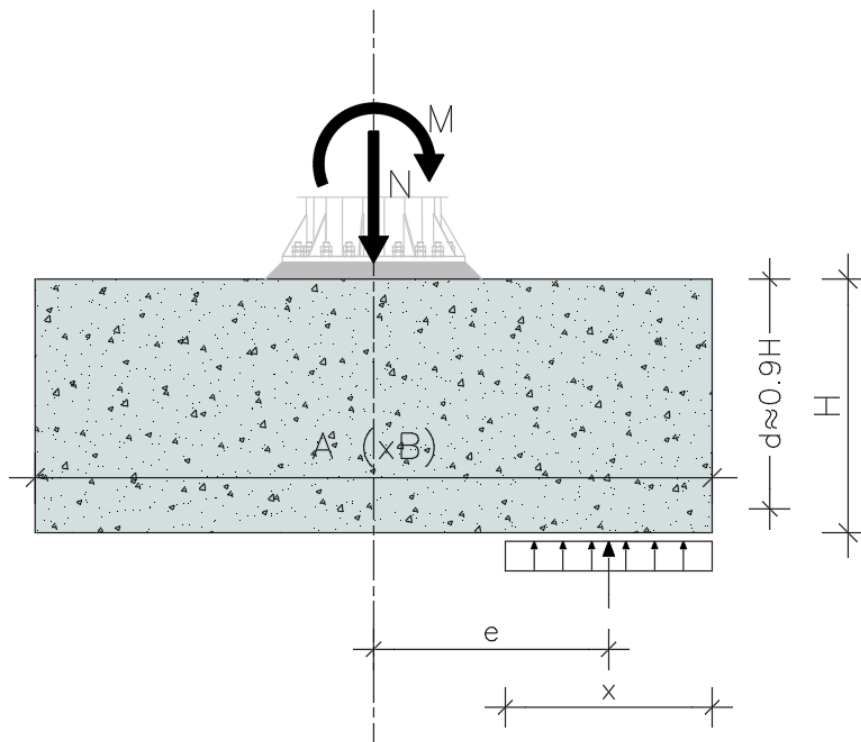
A tensão de segurança é definida por:

$$\frac{\sigma_{Rotura}}{\gamma_s} = \sigma_{seg} \text{ com } \gamma_s \geq 3.0$$

Para as dimensões da sapata adotada com:

$$A = 4,00 \text{ m}; B = 4,00\text{m}; H = 1,50\text{m}$$

Tem-se:



$$e = \frac{M}{N}; x = \left(\frac{A}{2} - e\right) \times 2 = A - 2 \times e$$

$$e = \frac{522,80}{32,25 + 600} = 0,83\text{m}$$

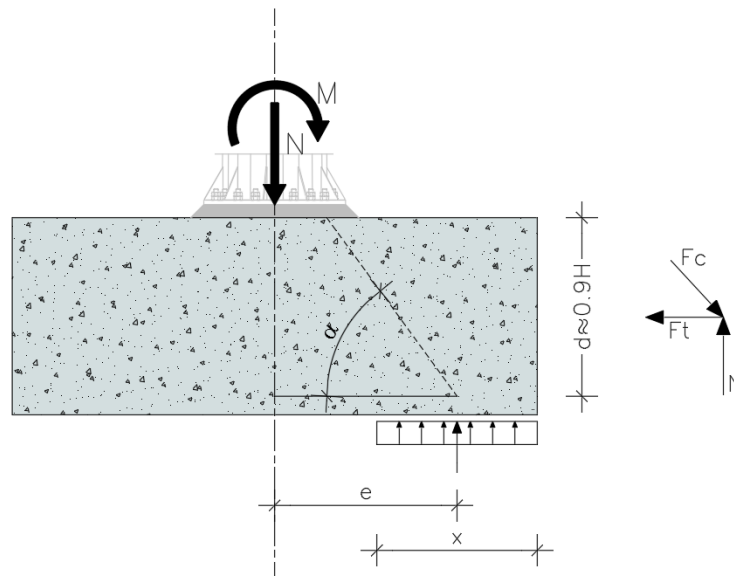
$$x = 4,00 - 2 \times 0,83 = 2,34\text{m}$$

$$\sigma_{act} = \frac{632,25}{2,34 \times 4} = 67,37 \text{ KN/m}^2$$

Uma vez que  $\sigma_{act} \leq \sigma_{seg}$  a segurança aos estados limites últimos de rotura do solo é assegurada.

### 3.4.3. DIMENSIONAMENTO DA GEOMETRIA E DAS ARMADURAS DA SAPATA

Para o dimensionamento da sapata, utiliza-se o modelo de escoras e tirantes.



$$As = \frac{F_t}{f_{yd}} \Rightarrow \left(\frac{As}{S}\right) = \frac{F_t}{f_{yd}} \cdot \frac{1}{y}$$

sendo \$y\$ o comprimento na direção ortogonal

$$F_t = \frac{N(e - 0,35 \cdot a)}{d} \quad (3.102)$$

$$As = \frac{864}{34,8} = 24,83 \text{ cm}^2 \Rightarrow \left(\frac{As}{S}\right) = 6,2 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

## **BIBLIOGRAFIA**

- [1]- J. Michael Rotter and Herbert Schmidt (2013), Buckling of Steel Shells European Desing Recomendations, 5th Edition, ECCS CECM E K S.
- [2]- NP EN 1990: 2009, Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas, Instituto Português da Qualidade (IPQ), 2009.
- [3]- NP EN 1991-1-1: 2009, Eurocódigo 1 - Ações em estruturas – Parte 1-1: Acções gerais – pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, Instituto Português da Qualidade (IPQ), 2009.
- [4]- NP EN 1991-1-4: 2010, Eurocódigo 1 - Ações em estruturas – Parte 1-4: Acções gerais – Acções do vento, Instituto Português da Qualidade (IPQ), 2010.
- [5]- NP EN 1992-1-1: 2010 – Eurocódigo 2 - Projeto de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Instituto Português da Qualidade (IPQ), 2010.
- [6]- NP EN 1993-1-1: 2010 – Eurocódigo 3 - Projeto de estrutura de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Instituto Português da Qualidade (IPQ), 2010.
- [7]- NP EN 1993-1-8: 2010 – Eurocódigo 3 - Projeto de estrutura de aço – Parte 1-8: projecto de ligações, Instituto Português da Qualidade (IPQ), 2010.
- [8]- EN 1993-1-6: 2007 – Eurocódigo 3 – Design of steel structures – Parte 1-6: Strength and stability of Shell structures, European Committe for standardization (CEN), 2007.
- [9]- EN 1993-3-1: 2006 – Eurocódigo 3 – Design of steel structures – Parte 3-1: Towers, masts and chimneys – towers and masts, European Committe for standardization (CEN), 2006.
- [10]- NP EN 1997-1: 2010 – Projeto geotécnico – Parte 1: Regras gerais, Instituto Português da Qualidade (IPQ), 2010.
- [11]- DCB 65, 66, 67, 78, Hera Stell Desig & Constrution Bulletin, Newzealand Heavy Engineering Research Associaition (Hera)
- [12]- Sci P207/95, Joints In Steel Construction – Moment Connections The Steel Construction Institute (Sci), 1995

[13]- Especificações E Cláusulas Técnicas Para A Realização De Estudos De Estabilidade De Torre De Antenas De Telecomunicações LNEC – Proc. 0302/72/11009 – Relatório N° 270/2010 – DE/NCE

## **PEÇAS DESENHADAS**