

Projecto de Postes e Mastros Tubulares

António Pedro Rocha Brito Martinho Antunes
MIEC 2008 - Especialização em Estruturas

Univ. Católica de P.
Faculdade de Engenharia
2009/10
Nº 99830
CDU(24/243)/ANT#/PRO
Data 6/03/2009

PROJECTO DE POSTES E MASTROS TUBULARES

ANTÓNIO PEDRO ROCHA BRITO MARTINHO ANTUNES

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Rui Manuel Menezes Carneiro de Barros

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel Menezes Carneiro de Barros

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.*

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

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

À Sofia

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Rui Carneiro Barros pelo entusiasmo transmitido e pela dedicação e interesse pelo tema desenvolvido.

Ao meu colaborador Hélder Costa pelo espírito crítico e pelo apoio no desenvolvimento do método de cálculo dos chumbadouros.

Agradeço ao Martín Rubio pelo convite à participação no concurso da Iberdrola e o seu apoio no desenvolvimento do projecto das torres meteorológicas.

À Metalgalva por ter criado a oportunidade de desenvolver o projecto de torres de grande dimensão e aceitar o desafio de construir torres tubulares auto-suportadas até 100 metros de altura.

RESUMO

Neste trabalho é abordado o dimensionamento de mastros tubulares de acordo com as normas europeias. Este tipo de estrutura possui uma aplicabilidade muito diversa de que são exemplo estruturas de suporte de linhas eléctricas ou de equipamentos de telecomunicações e estações de recolha de dados meteorológicos, entre outros.

A acção do vento é a acção principal que actua sobre este tipo de estrutura sendo apresentado neste trabalho vários métodos para a sua quantificação e para a avaliação do seu comportamento dinâmico.

É estudado o cálculo de ligações por encaixe (*Slip-joints*) muito usual neste tipo de estruturas para ligação dos elementos que a compõem.

São apresentados métodos para avaliar encurvadura local ou enfunamento de secções poligonais ocas de acordo com as disposições de normas europeias e norte-americanas. Uma vez que a análise da encurvadura deste tipo de secções segundo o eurocódigo é complexa, é desenvolvido um método numérico para determinar as secções efectivas de secções de Classe 4.

Os mastros tubulares geralmente encontram-se ligados a um maciço de fundação por meio de um conjunto de chumbadouros, sendo desenvolvidos neste documento três métodos de cálculo não linear semelhante ao cálculo de secções circulares ocas de betão armado.

Em cada tema referido anteriormente é apresentado, como exemplo prático, o dimensionamento de uma torre Meteorológica (*Met Mast*) de 97.75m que será instalada no parque eólico em Amelecourt, França do Grupo Iberdrola e projectada pelo autor na empresa Metalgalva.

PALAVRAS-CHAVE: Mastros tubulares, acção do vento, análise dinâmica, ligações por encaixe, chumbadouros

ABSTRACT

This work addresses the design of tubular masts according to the European norms. This type of structures is employed in different areas of engineering, namely as support of electric transmission lines, as telecommunication structures and as meteorological masts (also called Met Masts).

As the wind action is the main action in this type of structures, several different methods to calculate the wind action and to analyse the structure dynamic behaviour are presented in this document.

It is also studied the calculation of slip joints, a solution very common to connect the components of the tubular masts.

Different approaches to calculate the local buckling of polygonal hollow sections according to European and North American norms are presented. A numerical method was developed to determine the effective section of Classe 4 sections, according to the local buckling requirements presented in Eurocode.

Tubular masts are commonly connected to the concrete block foundation by anchor bolts. In this document three approaches are developed, which take into account needed non-linear calculations as it is used to calculate circular concrete hollow sections.

A real structural application case is presented to demonstrate the methods previously referred. The design of a Met Mast with 97.75 meters height is presented as a design example. This mast will be installed in the Wind Park in Amelecourt, France for the Group Iberdrola and was designed by the author in Metalgalva fabrication yard of this northern Portugal tubular masts producer.

KEYWORDS:. Tubular masts, wind action, dynamic analysis, slip joints, anchor bolts.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
2. ACÇÃO DO VENTO.....	5
2.1. PRESSÃO DO VENTO	5
2.2. COEFICIENTE DE FORÇA.....	7
2.3. COEFICIENTE ESTRUTURAL	9
2.3.1. MÉTODO DO ANEXO B	10
2.3.2. MÉTODO DO ANEXO C	13
2.4. EXEMPLO DE APLICAÇÃO	15
3. VORTEX SHEDDING.....	24
4. OVALING - OVALIZAÇÕES DE SECÇÕES DEVIDO À PARTILHA DE VÓRTICES	33
5. OUTRAS ACÇÕES	39
5.1. ACÇÃO DO GELO E NEVE	39
5.2. ACÇÃO DA TEMPERATURA	39
6. ENFUNAMENTO OU ENCURVADURA LOCAL	41
6.1. MÉTODO DA ASCE.....	41
6.2. MÉTODO DO EUROCÓDIGO 3 / EN-50341.....	45
6.2.1. ANÁLISE DE SECÇÕES DE CLASSE 4.....	45
7. CLASSES DE AÇO	65
7.1. ESBELTEZA.....	68
7.1.1. EXEMPLO.....	69
7.2. FACTORES DE DECISÃO NA ESCOLHA DA CLASSE DE AÇO.....	70
8. LIGAÇÕES POR ENCAIXE (<i>SLIP JOINTS</i>).....	71
9. DIMENSIONAMENTO DOS CHUMBADOUROS	75
9.1. COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS	76
9.2. METODOLOGIA DE CALCULO DO CONJUNTO DE CHUMBADOUROS	78
9.2.1. VALIDAÇÃO DO MÉTODO DE CÁLCULO	84
9.2.2. RESULTADOS DA TORRE DE 97.75M.....	89
9.2.3. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS COM O PROGRAMA DE CÁLCULO CSANALYSIS(22)	93
9.3. CÁLCULO DO COMPRIMENTO DE ANCORAGEM DO CHUMBADOURO.....	94

10. FUNDAÇÕES	99
10.1. SAPATA ISOLADA	101
10.2. MONOBLOCO – MÉTODO DE SULZBERGER	103
11. FABRICO	107
12. MONTAGEM	109
13. RESULTADOS DO CÁLCULO DO MASTRO DE 97.75 M	111
14. CONCLUSÕES	123
15. BIBLIOGRAFIA	125
ANEXO I DESENHO DE MONTAGEM DO MASTRO DE 97.75M	129
ANEXO II INSTRUÇÕES DE MONTAGEM DO MASTRO DE 97.75M	131

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 (à esquerda) - Coluna de 30m para telecomunicações fabricada pela Metalgalva para a Vodafone, S.A.	1
Figura 2 (ao centro) – Coluna de suporte de linhas eléctricas de Alta Tensão fabricada pela Metalgalva para a REN integrada na linha de 220kV da Trafaria.....	1
Figura 3 (à direita) – Coluna fabricada pela Metalgalva para suporte de equipamento de iluminação 1	
Figura 4 – Torre <i>Árvore</i> para suporte de antenas de telecomunicações instalada em Bedfordshire(1) 2	
Figura 5 – Foto da optimização do transporte de mastros tubulares.....	2
Figura 6- Torre Meteorológica no centro da imagem (<i>Met Mast</i>) de 75.75m, fabricada pela Metalgalva e instalada no Parque Eólico El Sombrío em Burgos, Espanha.	3
Figura 7 – Troço de base de um mastro assente sobre um conjunto de chumbadouros instalado na Caparica na Linha da Trafaria.	4
Figura 8	10
Figura 9 – Dimensões de “Met Mast” de 97.75m a instalar em França.....	15
Figura 10 – Exemplificação da redução da área de uma secção poligonal sujeita a flexão simples segundo o eixo dos xx' s.	45
Figura 11 – Polígono de 12 lados com 12+1 pontos numerados segundo o sentido dos ponteiros do relógio.....	48
Figura 12 – Esquema genérico de uma face de um polígono	50
Figura 13 – Exemplos dos Rectângulos a descontar.....	51
Figura 14 – Mudança do centro de gravidade de uma secção sujeita a flexão simples	51
Figura 15 – Extracto da tabela 2.1 do manual nº 72 da ASCE (2).	66
Figura 16 – Comparação entre o jorramento teórico e o prático.	72
Figura 17 (à esquerda) – Representação dos esforços presente numa ligação por encaixe.	72
Figura 18 (à direita) – Representação dos esforços resultantes pela presença de momento flector numa ligação por encaixe.	72
Figura 19 - Diagramas tensão-extensão para diversos tipos de comportamento do aço à tracção segundo a EN 1993-1-5.	77
Figura 20 – Diagrama tensão-extensão do betão à compressão	78
Figura 21	78
Figura 22 – Aproximação da solução da equação por aproximações sucessivas de valores superiores e inferiores.....	81
Figura 23 – Diagrama das extensões do conjunto de chumbadouros e do betão	83
Figura 24 – Diagramas das extensões e tensões do conjunto de chumbadouros e do betão para ligações do tipo A	84

Figura 25 – Diagramas Tensão-Extensão do betão (à esquerda) e do aço de armaduras (à direita).	85
Figura 26 – Dimensões e características do exemplo proposto para comparação do programa de cálculo com as tabelas do LNEC.....	85
Figura 27 – Conjunto de chumbadouros do mastro de 97.75m.....	89
Figura 28 – Resultados do programa CSAnalysis para o conjunto de chumbadouros da torre de 97.75m.....	93
Figura 29 - Desenho de fabrico do conjunto de chumbadouros do mastro de 97.75m.....	96
Figura 30 – Resultado do cálculo da capacidade resistente de um chumbadouro	97
Figura 31 – Sapata isolada.....	100
Figura 32 - Sapata isolada	100
Figura 33 – Maciço de encabeçamento e estacas.....	100
Figura 34 – Fundação tipo “CAISSON”	100
Figura 35 – Fundação monobloco.....	100
Figura 36 – Foto de uma peça durante o processo de quinagem (Metalgalva).....	107
Figura 37 – Foto global da prensa de quinagem de 12m (Metalgalva).....	107
Figura 38 – Foto de uma montagem executada na horizontal com uma central hidráulica e dois macacos hidráulicos.	109
Figura 39 – Foto de uma montagem na vertical com aplicação das forças de encaixe em altura.	109
Figura 40 – Foto de fabrico da peça de ancoragem	111
Figura 41 – Foto da peça de ancoragem para os macacos hidráulicos do mastro de 75.75m após ter sido sujeita a uma carga de 14 toneladas.....	111
Figura 42 – Foto do fabrico da peça de elevação do mastro de 75.75m.....	112
Figura 43 – Foto da peça de elevação do mastro de 75.75m durante a montagem em Burgos, Espanha.....	112
Figura 44 – Visualização da modelação por elementos finitos do <i>Robot Millennium</i> da peça de elevação.	112
Figura 45 – Diagrama de tensões para a situação de elevação na horizontal.	113
Figura 46 – Diagrama de tensões para a situação de elevação na vertical	113

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Categoria do Terreno	7
Quadro 2 - Método do Anexo B para a determinação de $c_s c_d$	18
Quadro 3 - Método do Anexo C para a determinação de $c_s c_d$	19
Quadro 4 - Método do Anexo B para a determinação de $c_s c_d$, com $B^2 = 1$	20
Quadro 5 - Método do Anexo C para a determinação de $c_s c_d$, com $B^2 = 1$	21
Quadro 6 – Comparação de resultados dos dois métodos e para diferentes valores do coeficiente de correlação, B^2	22
Quadro 7 – Determinação da acção do vento segundo a direcção principal	23
Quadro 8 – Cálculo da acção perpendicular à acção principal do vento devido à formação de vórtices	31
Quadro 9 – Resultado das expressões (4.3) e (4.4) aplicando no exemplo numérico para intervalos de 5,0m:.....	35
Quadro 10 – Determinação de esbelteza máxima para evitar a ocorrência de <i>ovalling</i>	37
Quadro 11- Tensão admissível limitada por a instabilidade local de acordo com a ASCE.....	42
Quadro 12 – Ábacos resultantes da aplicação do método da ASCE.	44
Quadro 13 – Adaptação do Quadro 4.1 da EN 1993-1-5:2006 (5) para Elementos Internos Comprimidos	46
Quadro 14 – Ábacos resultantes da aplicação do programa de cálculo para diversos tipos de aço ...	53
Quadro 15 – Ábacos obtidos a partir do programa de cálculo para diversos tipos de aço	55
Quadro 16 – Ábacos publicados pela CTICM (3) e na EN 50341(16).....	57
Quadro 17 – Ábacos obtidos a partir do programa de cálculo para diversos tipos de aço	59
Quadro 18 – Ábacos publicados pela CTICM (3) e na EN 50341(16).....	61
Quadro 19 – Relação percentual entre a tensão de cedência das várias classes de aço	66
Quadro 20 – Relação percentual do peso entre secções de resistência à flexão equivalente em função da qualidade de aço	68
Quadro 21 – Valor de ϵ em função da qualidade do Aço.	68
Quadro 22 – Resistência do betão para diversas classes.....	94
Quadro 23 - Comprimento d ancoragem, L_b	95
Quadro 24 – Dimensionamento da fundação de acordo com o método de Montoya para o mastro de 97.75m.....	102
Quadro 25 – Calculo das componentes do Momento estabilizador	103
Quadro 26 – Dimensionamento da fundação de acordo com o método de Sulzberger para o mastro de 97.75m.....	105

1. INTRODUÇÃO

Este trabalho tem como objectivo principal a análise estrutural de estruturas tubulares de secção poligonal. Este tipo de estrutura tem aplicação em suporte de equipamentos de telecomunicações (Figura 1), linhas eléctricas (Figura 2) , de equipamentos de iluminação (Figura 3), suporte de pára-raios e sistemas de recolha de dados meteorológicos.



Figura 1 (à esquerda) - Coluna de 30m para telecomunicações fabricada pela Metalgalva para a Vodafone, S.A.

Figura 2 (ao centro) – Coluna de suporte de linhas eléctricas de Alta Tensão fabricada pela Metalgalva para a REN integrada na linha de 220kV da Trafaria.

Figura 3 (à direita) – Coluna fabricada pela Metalgalva para suporte de equipamento de iluminação

Os mastros caracterizam-se pela sua capacidade de integração paisagista, sendo muitas vezes retratados por técnicos da área das telecomunicações como “*Low Visual Impact Monopoles*”. Existem também soluções para integração destes tipos de mastros em zonas de protecção ecológica camuflados

como árvores, denominando-se por torres *árvore* sendo por vezes produzidas torres com a mesma inclinação que as árvores da zona em que estes se vão integrar.

Os mastros permitem as mesmas aplicações que as torres treliçadas, ocupando uma área de terreno menor, ideal em zonas urbanas em que o terreno tem um custo considerável e a sua montagem envolve pouca mão-de-obra. Em sistemas de monitorização de velocidades de vento, como o caso das torres meteorológicas (*Met Masts*), a sua forma aerodinâmica provoca pouca turbulência na sua vizinhança evitando a deturpação dos dados. Apesar de ser possível a formação de vórtices na sua vizinhança, tal como veremos tratado mais à frente, é possível obter dados precisos da velocidade do vento a pequenas distâncias do fuste (2.0 a 2.5m).

Têm como desvantagens a sua rigidez baixa (estruturas flexíveis) quando comparados com torres treliçadas. Este comportamento é desvantajoso para sistemas de telecomunicações que exigem alinhamentos das antenas a longas distâncias (antenas parabólicas). Em sistemas de comunicações móveis como o GSM e o UMTS este tipo de estrutura tem demonstrado um bom comportamento.

A dimensão dos troços para transporte em contentores marítimos poderá também ser uma desvantagem que apenas será ultrapassada se a concepção da estrutura permitir o encaixe dos troços uns dentro dos outros (Figura 5).

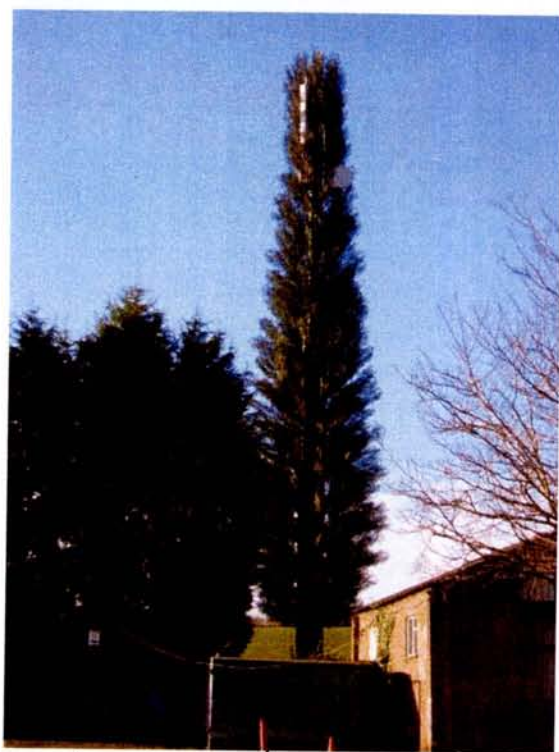


Figura 4 – Torre *Árvore* para suporte de antenas de telecomunicações instalada em Bedfordshire(1)

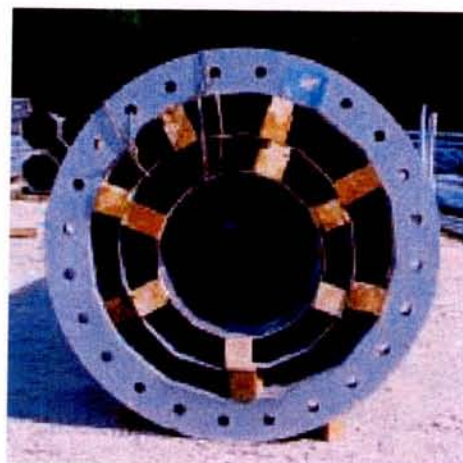


Figura 5 – Foto da optimização do transporte de mastros tubulares

Ao longo do trabalho será dado maior ênfase ao cálculo da acção do vento, por ser esta a acção principal a que este tipo de estruturas estarão sujeitas durante o seu período de utilização, a sua quantificação não é expedita. Até ao aparecimento dos Eurocódigos existiam poucas referências que tratassem pormenorizadamente este tema, estando a informação dispersa em regulamentações próprias

de associações internacionais tais como a ASCE¹ (2), CTICM² (3) e a norma francesa *Règles Neige et Vent - NV 65*.

Com a entrada em vigor em 2005 da norma definitiva EN 1991-1-4 (4) na qual integra o estudo da acção do vento em chaminés, as estruturas de mastros tubulares acabam por ficar incluídas devido à semelhança entre estes dois tipos de estruturas.

A simples leitura da norma acima referida, por si só, não permite a sua aplicação directa carecendo da introdução de alguns métodos de cálculo normalmente apenas tratados ao nível académico que permitirão ultrapassar qualquer obstáculo na quantificação da acção do vento. Ao longo deste trabalho serão apresentados as várias abordagens sugeridas pela norma europeia para a determinação da acção do vento e sempre que oportuno serão apresentados os resultados da sua aplicação num exemplo prático. Este exemplo prático diz respeito a um mastro de 97.75m, projectado pelo autor durante o ano de 2007 e que faz parte integrante de uma família de mastros meteorológicos com alturas totais de 42.75, 52.75m, 57.75m, 64.75m, 75.75m, 77,75m e 97.75m. Estes projectos foram desenvolvidos no âmbito de um contrato de fornecimento entre a Metalgalva, empresa em que o autor exerce funções, e a Iberdrola, empresa proprietária de vários parques eólicos na Europa. Até à data de publicação deste trabalho apenas se instalaram torres até 75.75m, encontrando-se em fabrico a primeira torre de 97.75m que será instalada no parque eólico de Amelecourt, França.



Figura 6- Torre Meteorológica no centro da imagem (*Met Mast*) de 75.75m, fabricada pela Metalgalva e instalada no Parque Eólico El Sombrio em Burgos, Espanha.

¹ ASCE - *American Society of Civil Engineers*

² CTICM - *Centre Technique Industriel de la Construction Métallique*

Ainda no que diz respeito à acção do vento será avaliado o comportamento dinâmico da estrutura em relação à acção do vento e a possibilidade de formação de vórtices.

A determinação da acção dinâmica do vento e resposta dinâmica da estrutura consistirá na aplicação do Eurocódigo 1 (EN 1991-1-4:2005) nomeadamente o Anexo B (Determinação do Coeficiente Estrutural – Structural Factor) e Anexo F (Características Dinâmicas da Estrutura). O coeficiente estrutural $C_s C_d$ tem em conta a não ocorrência simultânea das pressões de rajada do vento em toda extensão da estrutura (C_s) e o aumento da acção do vento devido a fenómenos de ressonância causados pela turbulência (C_d). O coeficiente dinâmico (C_d) tem em conta o amortecimento estrutural, amortecimento dinâmico e amortecimento recorrendo a dispositivos especiais (*tuned mass dumpers* e *sloshing tanks*, etc). Os efeitos de segunda ordem resultantes da presença de esforços axiais e da deformada da estrutura serão também contabilizados.

Relativamente à avaliação da capacidade das secções poligonais ocas será desenvolvida uma metodologia de cálculo construída para posterior programação em *Visual Basic* em ambiente *Excel*. O cálculo será realizado de acordo com a norma europeia EN 1993-1-5 (5) cujos resultados serão comparados com o método proposto pela norma americana (6) e com os resultados publicados pela CTICM .

A determinação da capacidade resistente do conjunto de chumbadouros (*anchor bolts*) (Figura 7) e do betão de selagem será realizada a partir de um método não linear tendo em conta o comportamento elasto-plástico do aço e do betão (apenas à compressão). Será proposto um método numérico para determinação dos esforços nos chumbadouros e no betão semelhante ao cálculo de secções circulares de betão armado sujeitas à flexão composta.



Figura 7 – Troço de base de um mastro assente sobre um conjunto de chumbadouros instalado na Caparica na Linha da Trafaria.

Serão abordados os aspectos principais dos procedimentos e sequência de montagem nomeadamente no que diz respeito a dispositivos hidráulicos para garantir a ligação por encaixe e determinação das pressões de encaixe e dispositivos para elevação da torre em conjuntos de elementos que poderão ascender aos 75m de uma só vez.

No final será apresentado um manual de montagem que servirá de guia para a montagem de torres meteorológicas.

2. ACÇÃO DO VENTO

A acção do vento é de extrema importância para o dimensionamento deste tipo de estruturas não só pelo facto de ser uma das acções mais importantes mas também porque é necessário ter em conta o comportamento dinâmico da estrutura.

A acção do vento sobre a estrutura e/ou equipamentos será determinada de acordo com o Eurocódigo EN 1991-1-4 (4).

2.1. PRESSÃO DO VENTO

A acção do vento pode ser decomposta em duas parcelas, uma parte constante num determinado tempo - velocidade média (ou pressões médias) - e uma outra parcela correspondente às flutuações da velocidade média (ou pressão média) (7).

O cálculo da pressão do vento de rajada $q_p(z)$ tem em conta a rugosidade do terreno ($c_r(z)$), a turbulência do vento ($I_v(z)$) e o coeficiente orográfico ($c_o(z)$) e a pressão de base ou velocidade de base.

A velocidade de base v_b adoptada pelo Eurocódigo 1 (4) corresponde à velocidade média do vento com a duração de 10min aos 10m de altura com uma probabilidade de ser excedida de $0.02\%^3$ para um terreno de categoria II. A velocidade de base deverá ser especificada no anexo nacional do país correspondente.

O coeficiente de rugosidade do terreno tem em conta a variação da velocidade do vento em função da altura ao solo e da rugosidade do terreno segundo a direcção do vento, por exemplo mar aberto, planícies, zonas urbanas, etc. À medida que nos afastamos da superfície do solo a influência da rugosidade do terreno deixa de ter impacto na velocidade do vento ou pressão do vento.

³ Equivale a um período de retorno de 50 anos

A pressão do vento $q_p(z)$ é, segundo a norma (4), determinada da seguinte forma:

$$q_p(z) = q_b \cdot c_e(z) \quad , \text{ em que:} \quad (2.1)$$

Pressão de base do vento, q_b :

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (2.2)$$

Coefficiente de exposição, $c_e(z)$:

$$c_e(z) = c_r^2(z) \cdot c_o^2(z) \cdot [1 + 7 \cdot I_v(z)] \quad (2.3)$$

Coefficiente de rugosidade, $c_r(z)$:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_o) \quad \text{para, } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2.4)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) = k_r \cdot \ln(z_{\min}/z_o) \quad \text{para, } z < z_{\min} \quad (2.5)$$

Coefficiente do terreno em função do comprimento de rugosidade, k_r :

$$k_r = 0.19 \left(\frac{z_o}{z_{o,H}} \right)^{0.07} \quad (2.6)$$

Definição das variáveis:

$$c_o(z) - \text{Coefficiente orográfico que tem em conta o efeito de colinas, falésias, etc...} \quad (2.7)$$

(igual a 1,0 ou outro valor especificado no anexo nacional da EN 1991-1-4)

$$z_{\min} - \text{altura mínima em função do tipo de terreno (Quadro 1)} \quad (2.8)$$

$$z_o - \text{comprimento de rugosidade (Quadro 1)} \quad (2.9)$$

$$\rho - \text{é a densidade do ar que é função da altitude, temperatura e pressão atmosférica esperada durante o período de ocorrência da velocidade de rajada. O valor recomendado para a densidade do ar é } 1.25 \text{ kg/m}^3 \quad (2.10)$$

A intensidade de turbulência $I_v(z)$ é função do desvio padrão σ_v e da velocidade média, dependendo apenas da rugosidade do terreno e da altura ao solo. À medida que nos afastamos do solo o efeito da turbulência vai diminuindo, ou seja, o valor da intensidade de turbulência também diminui.

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)} = \frac{k_t}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_o)} \quad \text{para, } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2.11)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) = \frac{k_t}{c_o(z) \cdot \ln(z_{\min}/z_o)} \quad \text{para, } z < z_{\min} \quad \text{em que,} \quad (2.12)$$

k_t - é o coeficiente de turbulência igual a 1,0 ou outro valor especificado no anexo nacional da EN 1991-1-4. (2.13)

Quadro 1 – Categoria do Terreno		z_0 [m]	z_{\min} [m]
0	Mar ou zona costeira exposta ao vento	0.003	1
I	Lagos ou zonas sem vegetação e sem obstáculos	0.01	1
II	Zona de Vegetação rasteira com obstáculos isolados (árvores e edificios) com um espaçamento superior a 20 vezes a altura dos obstáculos	0.05	2
III	Zona coberta de vegetação regular ou construções com obstáculos isolados com um espaçamento inferior a 20 vezes a altura dos obstáculos	0.3	5
IV	Zona com a superfície ocupada de pelo menos 15% de construções com uma altura média acima da superfície de 15m	1.0	10

A pressão dinâmica do vento poderá também ser expressa por:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (2.14)$$

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad \text{Velocidade média do vento} \quad (2.15)$$

$$v(z) = c_e(z) \cdot c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad \text{Velocidade de rajada do vento} \quad (2.16)$$

A força do vento que actua sobre a estrutura ou elemento estrutural é dada por:

$$F_w(z) = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z) \cdot A \quad , \text{ em que:} \quad (2.17)$$

c_f Coeficiente de força da estrutura ou elemento estrutural

$c_s c_d$ Coeficiente estrutural

A Área exposta ao vento do elemento estrutural ou elemento parcial

2.2. COEFICIENTE DE FORÇA

O coeficiente de força c_f de acordo com o Cap. 7.9 da EN 1991-1-4 é dado pela seguinte expressão:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad , \text{ em que:} \quad (2.18)$$

$c_{f,0}$ Coeficiente de força de elementos estruturais de comprimento infinito (2.19)

ψ_λ Coeficiente de redução para esbelteza finita (2.20)

O coeficiente de força, $c_{f,0}$ para acção do vento que actua sobre o mastro com secção poligonal com 20 ou mais faces poderá ser admitido igual aos valores propostos para cilindros:

$$c_{f,0} = 1.2 \quad \text{para } Re \leq 1.814 \times 10^5 \quad (2.21)$$

$$c_{f,0} = \text{MAX} \left(\left[\frac{0.11}{(Re/10^6)^{1.4}} \right]; \left[1.2 + \frac{0.18 \cdot \log(10 \cdot k/b)}{1 + 0.4 \cdot \log(Re/10^6)} \right]; 0.4 \right) \quad \text{para } 1.814 \times 10^5 < Re \leq 10^7 \wedge k/b \geq 10^{-5} \quad (2.22)$$

$$c_{f,0} = \text{MAX} \left(\left[\frac{0.11}{(Re/10^6)^{1.4}} \right]; \left[1.2 + \frac{0.18 \cdot \log(10 \cdot 10^{-5})}{1 + 0.4 \cdot \log(Re/10^6)} \right]; 0.4 \right) \quad \text{para } 1.814 \times 10^5 < Re \leq 10^7 \wedge k/b < 10^{-5} \quad (2.23)$$

k – Coeficiente de rugosidade da superfície da estrutura (0.2mm para superfícies galvanizadas e 0.02mm para superfícies pintadas a pistola de ar).

b – diâmetro exterior da secção do cilindro

Re – é o número de Reynolds ao nível correspondente.

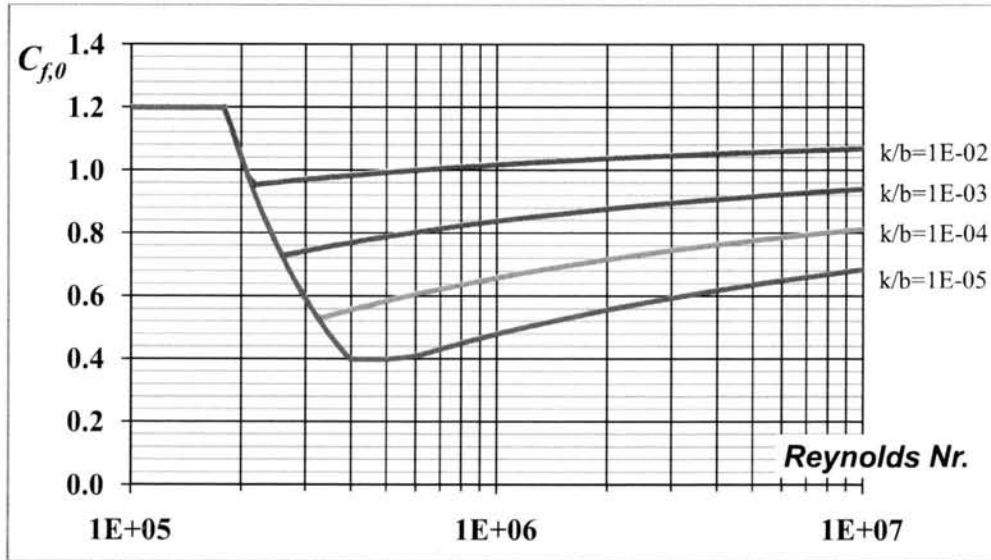


Gráfico 1 – Coeficiente de força para cilindros

Número de Reynolds, Re :

$$Re = \frac{b \cdot v(z)}{\nu} \quad , \text{ em que} \quad (2.24)$$

$v(z)$ – é a velocidade de rajada em m/s dada pela expressão (2.16)

b – diâmetro exterior da secção do cilindro

ν – é a viscosidade cinemática do ar ($\nu = 15 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)

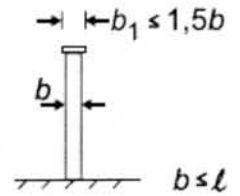
O coeficiente de redução ψ_λ para elementos de esbelteza finita depende do índice de cheios que no caso de mastros tubulares apenas importa a solução com o índice de cheios igual a 1.0.

$$\psi_\lambda = 1/90 \cdot (\lambda - 0.6) + 0.6 \quad \text{para } 1 \leq \lambda < 10 \quad (2.25)$$

$$\psi_\lambda = 25/9000 \cdot (\lambda - 10) + 0.7 \quad \text{para } 10 \leq \lambda < 100 \quad (2.26)$$

$$\psi_\lambda = 5/1000 \cdot (\lambda - 100) + 0.95 \quad \text{para } 100 \leq \lambda < 200 \quad (2.27)$$

$$\lambda = \text{MIN}[1.4 \times l/b ; 70] \quad \text{Esbelteza efectiva} \quad (2.28)$$



2.3. COEFICIENTE ESTRUTURAL

O coeficiente estrutural $c_s c_d$ tem em conta a probabilidade de ocorrência não simultânea da pressão do vento de rajada ao longo de toda a estrutura (c_s) e o comportamento dinâmico da estrutura devido aos fenómenos de turbulência da acção do vento (c_d).

O coeficiente estrutural é dado por:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad \text{em que,} \quad (2.29)$$

z_s – altura de referência para determinar o coeficiente estrutural é dada pela Figura 8. Quando esta figura não for aplicável z_s deve ser igual à altura total da estrutura (h)

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 escala c_s tem em conta a redução da acção do vento pelo facto de não ocorrer simultaneamente a acção de vento de rajada ao longo de toda a superfície e pode ser obtido por:

$$c_s = \frac{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad (2.30)$$

O coeficiente dinâmico c_d tem conta o aumento da acção do vento devido ao facto de a estrutura entrar em ressonância com a turbulência e pode ser obtido por:

$$c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}} \quad (2.31)$$

A norma (8) propõe para o cálculo dos coeficientes B^2 e R^2 duas formas distintas que constam no seu Anexo B e C, respectivamente e serão apresentados nos subcapítulos seguintes.

2.3.1. MÉTODO DO ANEXO B

2.3.1.1. COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO (COEFICIENTE *BACKGROUND*)

O coeficiente de correlação traduz a probabilidade da não ocorrência simultânea do vento de rajada ao longo de toda a estrutura. De uma forma conservativa pode-se admitir $B^2 = 1$, no entanto o coeficiente de escala será também igual à unidade.

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0.63}} \quad \text{em que,} \quad (2.32)$$

z_s – altura de referência para determinar o coeficiente estrutural (ver Figura 8);
Caso a figura 8 não seja aplicável à estrutura a analisar, a altura referência (z_s) deve ser igual à altura total da estrutura (h).

b – largura da estrutura que assumiremos a dimensão no topo (mais conservativo)

h – altura da estrutura

$L(z_s)$ – escala de comprimento de turbulência

2.3.1.2. ESCALA DE COMPRIMENTO DE TURBULÊNCIA

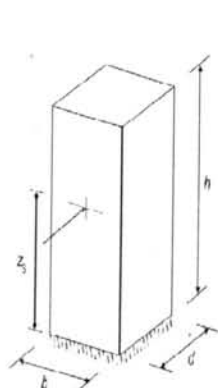


Figura 8

$$L(z_s) = L_t \left(\frac{z_s}{z_t} \right)^\alpha \quad \text{para } z_s \geq z_{\min} \quad (2.33)$$

$$L(z_s) = L(z_{\min}) \quad \text{para } z_s < z_{\min} \quad \text{em que,} \quad (2.34)$$

z_s – altura de referência para determinar coeficiente estrutural

z_{\min} – altura mínima definida no Quadro 1

z_t – altura de referência igual a 200m

L_t – escala de comprimento de referência

$$\alpha = 0.67 + 0.05 \cdot \ln(z_0) \quad (2.35)$$

Substituindo na equação (2.33) obtém-se:

$$L(z_s) = 300 \cdot \left(\frac{z_s}{200} \right)^{0.67+0.05 \cdot \ln(z_0)} \quad \text{para } z_s \geq z_{\min} \quad (2.36)$$

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

2.3.1.3. COEFICIENTE DE RAJADA

O coeficiente de rajada é definido pelo rácio do valor máximo da parte variável da resposta pelo seu desvio padrão. O Eurocódigo propõe para a determinação do coeficiente de rajada a equação de Davenport (9) que permite determinar a amplitude máxima de uma variável V :

$$k_p = 2\sqrt{\ln(\nu \cdot T)} + \frac{\gamma}{\sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)}} \quad \text{em que,} \quad (2.38)$$

γ - é a constante de Euler igual a 0.5772

$$k_p = \text{MAX} \left(2\sqrt{\ln(\nu \cdot T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)}} ; 3 \right) \quad \text{em que,} \quad (2.39)$$

T - é o tempo médio (período) para a velocidade média em segundos: 600 segundos (10min)

ν - frequência *up-crossing* - número de vezes que ocorre inversão da função por segundo

$$\nu = \text{MAX} \left(n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} ; 0.08 \text{Hz} \right) \quad \text{em que,} \quad (2.40)$$

$n_{1,x}$ - é a frequência natural de vibração da estrutura

A título de curiosidade a expressão original de Davenport é a seguinte:

$$k_p = 2\sqrt{\ln(\nu \cdot T)} + \frac{\gamma}{\sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)}} \quad \text{em que,} \quad (2.41)$$

γ - é a constante de Euler igual a 0.5772

2.3.1.4. COEFICIENTE DE RESSONÂNCIA

O coeficiente de ressonância relaciona a resposta em ressonância da estrutura devido à turbulência da acção do vento. O anexo B da norma (8) propõe a seguinte expressão:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \quad \text{em que,} \quad (2.42)$$

δ - é o coeficiente de amortecimento logarítmico

$S_L(z_s, n_{1,x})$ - é a função de densidade espectral adimensional (*non-dimensional power spectral density function*)

R_h, R_b - são funções aerodinâmicas

A relação da distribuição do vento em função da frequência é dada pela função densidade espectral de potência $S_L(z, n)$.

No caso presente importa o valor para altura z_s e para a frequência do primeiro modo de vibração da estrutura $n_{1,x}$.

$$S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{n_{1,x} \cdot S_v(z_s, n_{1,x})}{\sigma_v^2} = \frac{6.8 \cdot f_L(z_s, n_{1,x})}{(1 + 10.2 \cdot f_L(z_s, n_{1,x}))^{3/2}} \quad \text{em que,} \quad (2.43)$$

$n_{1,x}$ – é a frequência natural de vibração

$f_L(z_s, n_{1,x})$ – é frequência adimensional obtida por:

$$f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{n_{1,x} \cdot L(z_s)}{v_m(z_s)} \quad (2.44)$$

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} \cdot (1 - e^{-2\eta_h}) \quad \text{para } \eta_h \neq 0 \quad (2.45)$$

$$R_h = 1 \quad \text{para } \eta_h = 0 \quad (2.46)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} \cdot (1 - e^{-2\eta_b}) \quad \text{para } \eta_b \neq 0 \quad (2.47)$$

$$R_b = 1 \quad \text{para } \eta_b = 0 \quad (2.48)$$

$$\eta_h = \frac{4.6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (2.49)$$

$$\eta_b = \frac{4.6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (2.50)$$

2.3.1.5. COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO LOGARÍTMICO

O coeficiente de amortecimento logarítmico resulta da soma de três componentes:

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad \text{em que,} \quad (2.51)$$

δ_s – é o coeficiente de amortecimento logarítmico estrutural.

δ_a – é o coeficiente de amortecimento logarítmico aerodinâmico para o modo de vibração em análise.

δ_d – é o coeficiente de amortecimento logarítmico devido à instalação de equipamento de dissipação instalado, tais como, *Tuned Mass Dumpers (TMD)*, *Tuned Liquid Dampers (TLD)* ou *sloshing tanks*. Este valor deverá ser obtido experimentalmente ou a com base em métodos teóricos da especialidade.

Para os mastros a deformada Φ_1 é constante para cada altura z , e o coeficiente de amortecimento logarítmico aerodinâmico é dado pela expressão seguinte:

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} \quad \text{em que,} \quad (2.52)$$

c_f – é o coeficiente de força definido em (2.18).

ρ – é a densidade do ar definida em (2.10)

n_1 – é a frequência natural de vibração do primeiro modo

A massa equivalente pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$m_e = \frac{\int_0^h m(z) \cdot \Phi_1^2(z) dz}{\int_0^h \Phi_1^2(z) dz} \quad \text{em que,} \quad (2.53)$$

m_e – é a massa equivalente por unidade de comprimento da estrutura

$\Phi_1(z)$ – é a função de forma para o modo de vibração que pode ser obtido aplicando o Método de RAYLEIGH ou pela seguinte expressão proposta pela norma (4):

$$\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h} \right)^\zeta \quad (2.54)$$

$\zeta = 2.0$ para torres/mastros e chaminés

Alternativamente a massa equivalente m_e pode ser estimada pelo peso da estrutura e seus equipamentos acima de dois terços de altura:

$$m_e = \frac{\int_{\frac{2}{3}h}^h m(z) dz}{\frac{1}{3}h} \quad (2.55)$$

2.3.2. MÉTODO DO ANEXO C

O método do anexo C para determinação do coeficiente $C_s C_d$ é um pouco mais simples que o do Método B e os resultados entre os dois métodos poderão divergir cerca de 5% segundo indicações da norma.

2.3.2.1. COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO (COEFICIENTE *BACKGROUND*)

$$B^2 = \frac{1}{1 + \frac{3}{2} \sqrt{\left(\frac{b}{L(z_s)} \right)^2 + \left(\frac{h}{L(z_s)} \right)^2 + \left(\frac{h}{L(z_s)} \cdot \frac{b}{L(z_s)} \right)^2}} \quad \text{em que,} \quad (2.56)$$

z_s – altura de referência para determinar coeficiente estrutural (ver Figura 8)

b – largura da estrutura que assumiremos a dimensão no topo (mais conservativo)

h – altura da estrutura

$L(z_s)$ – comprimento de escala de turbulência

2.3.2.2. COEFICIENTE DE RESSONÂNCIA

O coeficiente de ressonância que relaciona a turbulência com a frequência natural de vibração da estrutura é dada por:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot K_s(\eta_{1,x}) \quad \text{em que,} \quad (2.57)$$

δ – é o coeficiente amortecimento logarítmico

$S_L(z_s, n_{1,x})$ – é a função de densidade espectral adimensional (*non-dimensional power spectral density function*)

$K_s(\eta_{1,x})$ – é a função de redução de escala

$$K_s(n_{1,x}) = \frac{1}{1 + \sqrt{(G_y \cdot \phi_y)^2 + (G_z \cdot \phi_z)^2 + \left(\frac{2}{\pi} \cdot G_y \cdot \phi_y \cdot G_z \cdot \phi_z\right)^2}} \quad \text{em que,} \quad (2.58)$$

G_y – é uma constante que depende da variação da coordenada em y da função de forma do modo de vibração $n_{1,x}$.

G_z – é uma constante que depende da variação da coordenada em z da função de forma do modo de vibração $n_{1,x}$

$$\phi_y = \frac{c_y \cdot b \cdot n}{v_m(z_s)} \quad \text{e} \quad \phi_z = \frac{c_z \cdot h \cdot n}{v_m(z_s)} \quad \text{em que} \quad c_y = c_z = 11.5$$

n – é a frequência natural de vibração do primeiro modo de vibração

Para mastros tubulares a função de forma é parabólica segundo a coordenada em z, $\phi(y, z) = \left(\frac{z}{h}\right)^2$ as constantes G_y e G_z tomam os seguintes valores:

$$G_y = 1/2$$

$$G_z = 5/18$$

Substituindo teremos:

$$K_s(n_{1,x}) = \frac{1}{1 + \sqrt{\left(\frac{1}{2} \cdot \phi_y\right)^2 + \left(\frac{5}{18} \cdot \phi_z\right)^2 + \left(\frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{2} \cdot \phi_y \cdot \frac{5}{18} \cdot \phi_z\right)^2}} \quad \text{em que,} \quad (2.59)$$

$$\phi_y = \frac{11.5 \cdot b \cdot n}{v_m(z_s)} \quad \text{e} \quad \phi_z = \frac{11.5 \cdot h \cdot n}{v_m(z_s)}$$

2.4. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

O exemplo de aplicação corresponde a um mastro de 97.75m a ser instalado em França para recolha de dados meteorológicos num parque eólico.

O mastro é constituído por um fuste tronco-cónico de secção poligonal de 20 lados composto por elementos com uma dimensão máxima de 12 metros. O diâmetro entre faces no topo é de 250mm e 1850mm na base e a espessura dos troços varia entre 5mm e 14mm (ver Figura 9).

Para o cálculo dividiu-se a estrutura em elementos finitos de barra com 1.5m de comprimento, adoptando as características geométricas da secção média do elemento.

Para a acção do vento foi considerada uma velocidade de base de **28m/s** e uma rugosidade do terreno do tipo **I**.

A frequência natural de vibração foi determinada pelo Método de Rayleigh, que consiste na aplicação de forças horizontais proporcionais à massa dos elementos determinando-se posteriormente os deslocamentos da estrutura.

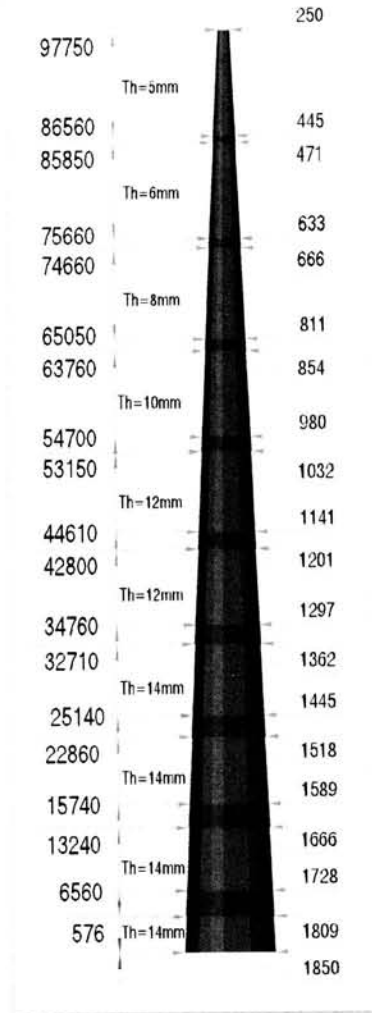


Figura 9 – Dimensões de “Met Mast” de 97.75m a instalar em França

Os deslocamentos da estrutura poderão ser determinados a partir da integração da linha elástica (10):

$$y(z) = \iint \frac{M(z)}{E \cdot I(z)} dz^2 + \phi_0 z + y_0 \quad \text{em que,} \quad (2.60)$$

E – é o módulo de Young do aço

$M(z)$ – é o momento flector segundo o eixo dos xx 's perpendicular ao eixo dos yy 's

$I(z)$ – é a inércia que varia em função de z

ϕ_0 – é uma constante de integração correspondente à rotação inicial (condições fronteira, ou seja, a rotação do apoio)

y_0 – é uma constante de integração correspondente ao deslocamento inicial (condições fronteira, ou seja, do apoio)

n – é a frequência natural de vibração do primeiro modo de vibração

O integral proposto anteriormente pode ser facilmente determinado recorrendo ao cálculo numérico aplicando a regra dos trapézios (11):

$$\varphi(z_n) = \sum_n^{i=1} \frac{M_i}{E \cdot J_i} (z_{i+1} - z_i) + \phi_0 \quad \text{em que,} \quad (2.61)$$

$\varphi(z_n)$ – corresponde à rotação do elemento n

ϕ_0 – é a rotação inicial ao nível da base da torre que pode-se admitir nula para uma fundação rígida.

z_i e z_{i+1} – são as coordenadas em z dos elemento i e $i+1$, respectivamente

O deslocamento do elemento n é dada por:

$$y(z_n) = \sum_n^{i=1} [\phi_i (z_{i+1} - z_i)] + \phi_0 \cdot z_n + y_0 \quad \text{em que,} \quad (2.62)$$

y_0 – corresponde ao deslocamento ao nível da base da torre, se admitirmos uma fundação sem deslocamento lateral y_0 será igual a 0.

O Método de Rayleigh referido anteriormente permite a determinação da frequência natural de vibração em (ω_n) rad/s segundo a seguinte expressão:

$$\omega_n^2 = \frac{\int_0^h EI(z) \cdot y''(z) dz}{\int_0^h m(z) \cdot (y(z))^2 dz} \quad (2.63)$$

$$\omega_n^2 = \frac{\int_0^h p(z) \cdot y(z) dz}{\int_0^h m(z) \cdot (y(z))^2 dz} \xrightarrow{p(z)=g \cdot m(z)} \omega_n^2 = g \cdot \frac{\int_0^h m(z) \cdot y(z) dz}{\int_0^h m(z) \cdot (y(z))^2 dz} \quad \text{em que,} \quad (2.64)$$

$m(z)$ – é a massa por metro linear da estrutura à altura z .

$y(z)$ – é o deslocamento da estrutura à altura z quando sujeita a cargas horizontais

$p(z)$ – peso próprio da estrutura

g – é a aceleração da gravidade ($g \approx 9.81 \text{ m/s}^2$).

Transformando a equação anterior num somatório teremos:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{g \sum_i m_i \cdot y_i}{\sum_i m_i \cdot y_i^2}} \quad \text{em que,} \quad (2.65)$$

m_i – é a massa do elemento finito i .

y_i – é o deslocamento do elemento i .

A frequência natural de vibração em Hz é dada por:

$$n_1 = \omega_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g \sum_i m_i \cdot y_i}{\sum_i m_i \cdot y_i^2}} \quad (2.66)$$

A força F_i deverá ser aplicada a cada elemento nos nós da estrutura ao nível correspondente, não só para os elementos mas também para os equipamentos instalados (escadas, suportes, equipamento, etc...). No caso presente não será considerado o peso do equipamento dado o seu valor baixo comparativamente com o peso da estrutura. No entanto será tido em conta o facto de na zona de encaixe dos troços existir um acréscimo de massa localizado devido à sobreposição de material.

A massa equivalente pode ser determinada segundo três métodos:

- A partir da deformada resultante da aplicação do peso próprio da estrutura (Método de Rayleigh)
- A partir da deformada aplicando a expressão proposta pela norma: $\Phi_1^2(s) = \left(\frac{z}{h}\right)^2$
- Calculando o peso da estrutura e dos equipamentos localizados acima de 2/3 de altura da estrutura.

Aplicando os três métodos para o exemplo do mastro de 97.75m obtiveram-se os seguintes resultados:

Deformada aplicando o peso próprio (Método de Rayleigh)	Deformada: $\Phi_1(s) = \left(\frac{z}{h}\right)^2$	Peso situado acima de 2/3 da altura da estrutura
$m_e = \frac{\int_0^h m(z) \cdot \Phi_1^2(z) dz}{\int_0^h \Phi_1^2(z) dz} \Leftrightarrow$ $m_e = \frac{74017.9}{705.3} = 104.9 \text{ kg/m}$	$m_e = \frac{\int_0^h m(z) \cdot \Phi_1^2(z) dz}{\int_0^{97.75} \left[\left(\frac{z}{97.75}\right)^2\right]^2 dz} \Leftrightarrow$ $m_e = \frac{1977.57}{19.55} = 101.2 \text{ kg/m}$	$m_e = \frac{\int_{\frac{2}{3}h}^h m(z) dz}{\frac{1}{3}h} \Leftrightarrow$ $m_e = \frac{2691}{\frac{1}{3} \cdot 97.75} = 82.6 \text{ kg/m}$

Verifica-se que a função de forma proposta pela norma é uma boa aproximação para a deformada da estrutura sujeita ao seu peso próprio conduzindo a valores para a massa equivalente muito precisos. O método aproximado para a massa situada a 1/3 do topo conduz a valores pouco precisos resultando num coeficiente estrutural c_s, c_d mais baixo, logo não está do lado da segurança.

Quadro 2 - Método do Anexo B para a determinação de c_s, c_d

$$\omega_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g \int_0^h m(z) \cdot u(z) dz}{\int_0^h m(z) \cdot (u(z))^2 dz}}$$

$F=n_1= 0.336 \text{ Hz}$

Características Geométricas
h= 97.75m
b=dtopo= 0.25m
D= 1.85m

Vento
Terreno Tipo: 1
Vb= 28.00m/s
Co(z)= 1

Altura de Referência para determinar o Coeficiente Dinâmico	$z_s=0.6H= 58.65\text{m}$	Figure 6.1 - EN 1991-1-4:2005	$z_s=0.6H$
Velocidade média à altura z_s acima do solo	$V_m(z_s)= 41.2\text{m/s}$	(4.3.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	$V_m(z_s) = C_v(z_s) \cdot C_o(z_s) \cdot V_b$
Intensidade de Turbulência à altura z_s acima do solo	$I_v(z_s)= 0.115$	(4.4(1)) - EN 1991-1-4:2005	$I_v(z_s) = \frac{k_t}{C_v(z_s) \cdot \ln(z_s/z_o)}$
Comprimento de escala de turbulência	$L(z_s)= 158\text{m}$	(B.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	$L(z_s) = L_t \left(\frac{z_s}{z_o}\right)^{0.6}$
Power Spectral Density Function	$S_L(z_s, n_1)= 0.106$	(B.1(2)) - EN 1991-1-4:2005	$S_L(z_s) = \frac{6.8 \cdot f_L(z_s, n_1)}{(1 + 10.2 \cdot f_L(z_s, n_1))^2}$
Frequência adimensional	$f_L(z_s, n_1)= 1.290$	(B.1(2)) - EN 1991-1-4:2005	$f_L(z_s, n_1) = \frac{n_1 \cdot L(z_s)}{V_m(z_s)}$
Background Correlação da Distribuição da pressão na superfície da estrutura	$B^2= 0.615$	(B.2(2)) - EN 1991-1-4:2005	$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \cdot \left(\frac{h+h}{L(z_s)}\right)^{0.63}}$
Coeficiente de resposta em ressonância	$R^2= 0.805$	(B.2(5)) - EN 1991-1-4:2005	$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_1) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b)$
	$\eta_h= 3.660$	(B.2(6)) - EN 1991-1-4:2005	$\eta_h = \frac{4.6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_1)$
	$\eta_b= 0.009$	(B.2(6)) - EN 1991-1-4:2005	$\eta_b = \frac{4.6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_1)$
Funções aerodinâmicas	$R_h= 0.236$	(B.2(6)) - EN 1991-1-4:2005	$R_h(\eta_h) = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_h})$
Funções aerodinâmicas	$R_b= 0.994$	(B.2(6)) - EN 1991-1-4:2005	$R_b(\eta_b) = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_b})$
Peak Factor	$k_p= 3.358$	(B.2(3)) - EN 1991-1-4:2005	$k_p = \text{MAX} \left(2 \sqrt{\ln(v \cdot T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}}; 3 \right)$
Up-crossing Frequency	$v= 0.253$	(B.2(4)) - EN 1991-1-4:2005	$v = \text{MAX} \left(n_1 \cdot \sqrt{\frac{R^2}{R^2 + B^2}}; 0.08 \right)$
Logarithmic Decrement Damping	$\delta= 0.1441$	(F.5(1)) - EN 1991-1-4:2005	$\delta = \delta_a + \delta_s + \delta_d$
Logarithmic Decrement of Aerodynamic Damping	$\delta_a= 0.1321$	(F.5(4)) - EN 1991-1-4:2005	$\delta_a = \frac{v \cdot \rho \cdot h \cdot v_a(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e}$
Logarithmic Decrement of Structural Damping	$\delta_s= 0.012$	(Table F.2) - EN 1991-1-4:2005	
Massa Equivalente	$m_e= 105 \text{ kg/m}$	(F.4(1)) - EN 1991-1-4:2005	$m_e = \frac{\int_0^h m(s) \cdot \phi_s^2(s) \cdot ds}{\int_0^h \phi_s^2(s) \cdot ds}$
Coeficiente de Força Global da estrutura para acção do vento	$C_f= 0.725$		
Coeficiente Cs (Coeficiente que tem em conta probabilidade de ocorrência do vento de rajada em toda a estrutura)	$C_s= 0.904$	(6.3.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	$C_s = \frac{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)}$
Coeficiente dinâmico	$C_d= 1.177$	(6.3.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	$C_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}$
Coeficiente Estrutural	$C_s \cdot C_d= 1.064$	(6.3.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	$C_s \cdot C_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)}$

Quadro 3 - Método do Anexo C para a determinação de $c_s c_d$

Comprimento de escala de turbulência	$L(z_s) = 158\text{m}$	(B.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	
Background Factor	$B^2 = 0.519$	(C.2(2)) - EN 1991-1-4:2005	$B^2 = \frac{1}{1 + \frac{3}{2} \left(\left(\frac{b}{l(z_s)} \right)^2 + \left(\frac{h}{l(z_s)} \right)^2 + \left(\frac{h}{l(z_s)} \frac{b}{l(z_s)} \right)^2 \right)}$
Coefficiente de resposta em ressonância	$R^2 = 1.024$	(C.2(4)) - EN 1991-1-4:2005	$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_y(z_s, n_1) \cdot K_s(n_{1,s})$
"Função de escala"	$K_s(n_{1,s}) = 0.282$	(C.2(5)) - EN 1991-1-4:2005	$K_s(n_{1,s}) = \frac{1}{1 + \sqrt{(G_y \cdot \phi^2 + (G_z \cdot \phi)^2 + \left(\frac{z_s}{\pi} \cdot G_y \cdot \phi \cdot G_z \cdot \phi \right)^2}}$
	$\phi_y = 0.023$	(C.2(5)) - EN 1991-1-4:2005	$\phi_y = \frac{c_s \cdot b \cdot n}{v_w(z)} = \frac{11.5 \cdot b \cdot n}{v_w(z)}$
	$\phi_z = 9.150$	(C.2(5)) - EN 1991-1-4:2005	$\phi_z = \frac{c_s \cdot h \cdot n}{v_w(z)} = \frac{11.5 \cdot h \cdot n}{v_w(z)}$
	$G_y \cdot \phi_y = 0.012$		
	$G_z \cdot \phi_z = 2.542$		
Peak Factor	$k_p = 3.382$	(B.2(3)) - EN 1991-1-4:2005	$k_p = \text{MÁX} \left(2\sqrt{\ln(v \cdot T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}}; 3 \right)$
Up-crossing Frequency	$v = 0.273$	(B.2(4)) - EN 1991-1-4:2005	$v = \text{MÁX} \left(n_1 \cdot \sqrt{\frac{R^2}{R^2 + B^2}}; 0.08 \right)$
Coefficiente C_s	$c_s = 0.875$	(6.3.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	$c_s = \frac{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)}$
Coefficiente dinâmico	$c_d = 1.245$	(6.3.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	$c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}$
Coefficiente Estrutural	$c_s c_d = 1.089$	(6.3.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)}$

Segundo o Eurocódigo 1, a diferença entre a aplicação do método do anexo B e do método C é cerca de 5%, no exemplo proposto, verifica-se que a diferença entre o coeficiente estrutural obtido para cada um dos métodos é de 2.4%.

A norma sugere a adopção de $B^2 = 1$ de uma forma conservativa, nesse caso o coeficiente estrutural seria superior. Aplicando nas expressões anteriores o resultado seria:

Quadro 4 - Método do Anexo B para a determinação de c_s, c_d , com $B^2 = 1$

Comprimento de escala de turbulência	$L(z_s) = 158m$	(B.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	$L(z_s) = L_t \left(\frac{z_s}{z_t} \right)^{0.67}$
Background Correlação da Distribuição da pressão na superfície da estrutura	$B^2 = 1.000$	(B.2(2)) - EN 1991-1-4:2005	$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z)} \right)^{0.63}}$
Coefficiente de resposta em ressonância	$R^2 = 0.805$	(B.2(5)) - EN 1991-1-4:2005	$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_1) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b)$
	$\eta_h = 3.660$	(B.2(6)) - EN 1991-1-4:2005	$\eta_h = \frac{4.6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot fL(z_s, n_1)$
	$\eta_b = 0.009$	(B.2(6)) - EN 1991-1-4:2005	$\eta_b = \frac{4.6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot fL(z_s, n_1)$
Funções aerodinâmicas	$R_\eta = 0.236$	(B.2(6)) - EN 1991-1-4:2005	$R_h(\eta_h) = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2 \eta_h})$
Funções aerodinâmicas	$R_b = 0.994$	(B.2(6)) - EN 1991-1-4:2005	$R_b(\eta_b) = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2 \eta_b})$
Peak Factor	$k_p = 3.323$	(B.2(3)) - EN 1991-1-4:2005	$k_p = \text{MAX} \left(2\sqrt{\ln(\nu \cdot T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)}}, 3 \right)$
Up-crossing Frequency	$\nu = 0.224$	(B.2(4)) - EN 1991-1-4:2005	$\nu = \text{MAX} \left(n_1 \cdot \sqrt{\frac{R^2}{R^2 + B^2}}, 0.08 \right)$
Logarithmic Decrement Damping	$\delta = 0.1441$	(F.5(1)) - EN 1991-1-4:2005	$\delta = \delta_a + \delta_s + \delta_d$
Massa Equivalente	$m_e = 105.3 \text{ kg/m}$	(F.4(1)) - EN 1991-1-4:2005	$m_e = \frac{\int_0^L m(s) \cdot \phi^2(s) \cdot ds}{\int_0^L \phi^2(s) \cdot ds}$
Coefficiente de Força Global da estrutura para acção do vento	$c_f = 0.725$		
Coefficiente c_s (Coefficiente que tem em conta probabilidade de ocorrência do vento de rajada em toda a estrutura)	$c_s = 1.000$	(6.3.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	$c_s = \frac{1 + 7 \cdot I_z(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}{1 + 7 \cdot I_z(z_s)}$
Coefficiente dinâmico	$c_d = 1.123$	(6.3.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	$c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_z(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_z(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}$
Coefficiente Estrutural	$c_s c_d = 1.123$	(6.3.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_z(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_z(z_s)}$

Quadro 5 - Método do Anexo C para a determinação de $c_s c_d$, com $B^2 = 1$

Comprimento de escala de turbulência	$L(z_s) = 158\text{m}$	(B.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	
Background Factor	$B^2 = 1.000$	(C.2(2)) - EN 1991-1-4:2005	$B^2 = \frac{1}{1 + \frac{3}{2} \left[\left(\frac{b}{U(z_s)} \right)^2 + \left(\frac{h}{U(z_s)} \right)^2 + \left(\frac{h}{U(z_s)} \frac{b}{U(z_s)} \right)^2 \right]}$
Coefficiente de resposta em ressonância	$R^2 = 1.024$	(C.2(4)) - EN 1991-1-4:2005	$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_1) \cdot K_1(n_{1,s})$
"Função de escala"	$K_s(n_{1,s}) = 0.282$	(C.2(5)) - EN 1991-1-4:2005	$K_s(n_{1,s}) = \frac{1}{1 + \sqrt{G_s \cdot \phi^2 + G_s \cdot \phi^2} + \left[\frac{2}{\pi} \cdot G_s \cdot \phi \cdot G_s \cdot \phi \right]}$
	$\phi_y = 0.023$	(C.2(5)) - EN 1991-1-4:2005	$\phi_y = \frac{c_s \cdot b \cdot n}{v_w(z)} = \frac{11.5 \cdot b \cdot n}{v_w(z)}$
	$\phi_z = 9.150$	(C.2(5)) - EN 1991-1-4:2005	$\phi_z = \frac{c_s \cdot h \cdot n}{v_w(z)} = \frac{11.5 \cdot h \cdot n}{v_w(z)}$
	$G_y \cdot \phi_y = 0.012$		
	$G_z \cdot \phi_z = 2.542$		
Peak Factor	$k_p = 3.341$	(B.2(3)) - EN 1991-1-4:2005	$k_p = MA \lambda \left(2 \sqrt{\ln(\nu \cdot T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)}} ; 3 \right)$
Up-crossing Frequency	$\nu = 0.239$	(B.2(4)) - EN 1991-1-4:2005	$\nu = MA \lambda \left(n_1 \cdot \sqrt{\frac{R^2}{R^2 + B^2}} ; 0.08 \right)$
Coefficiente C_s	$c_s = 1.000$	(6.3.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	$c_s = \frac{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)}$
Coefficiente dinâmico	$c_d = 1.160$	(6.3.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	$c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}$
Coefficiente Estrutural	$c_s c_d = 1.160$	(6.3.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)}$

Quadro 6 – Comparação de resultados dos dois métodos e para diferentes valores do coeficiente de correlação, B^2

	Método do Anexo B	Método do Anexo C	Método do Anexo B ($B^2=1$)	Método do Anexo C ($B^2=1$)
c_s	0.904	0.875	1.000	1.000
c_d	1.117	1.245	1.123	1.160
$c_s c_d$	1.064	1.089	1.123	1.160

O coeficiente estrutural aumentaria aproximadamente 5% ao adoptar $B^2 = 1$, ou seja se não se tomar em conta a probabilidade de ocorrência não simultânea da velocidade de rajada ao longo de toda a estrutura.

No que diz respeito ao valor da acção do vento apresentamos em seguida o cálculo dos vários parâmetros para incrementos de 5.0 em 5.0m considerando o coeficiente estrutural igual a 1.064.

Quadro 7 – Determinação da ação do vento segundo a direção principal

Barra nº (Bar number)	Coordenada em Z (Z Coordinate)			Diâmetro entre faces (Diameter across flats)			Diâmetro médio entre vértices (Average diameter across corners)	Pressão do vento de rajada (Peak Velocity Pressure)	Coef. de Exposição (Exposure Factor)	Coeficiente e de Rugosidad e (Roughness Factor)	Ψ_s	Velocidade Média do Vento (Mean Wind Velocity)	Nº de Reynolds (Reynolds Nr.)	Velocidade do Vento de Rajada) (Peak Wind Velocity)	Força do vento sobre a estrutura (Wind acting on the shaft)								
	Nó 1 (Node 1)	Nó 2 (Node 2)	$Z_{MidPoint}$	Nó 1 (Node 1)	Nó 2 (Node 2)	\varnothing Médio (\varnothing Average)					\varnothing Médio (\varnothing Average)				$q_p(z)$	$C_{pe}(z)$	$C_{pi}(z)$	$C_s(z)$	$v_m(z_0)$	$Re(z)$	$v(z_0)$	A_{ajuste}	Força distribuída por unid. de comprim. (Distributed force per length)
1	97.75m	95.00m	96.38m	250mm	295mm	273mm	276mm	2095Pa	4.275	1.557	0.715	43.6m/s	1.06E+06	57.9m/s	0.32m²/m	0.50kN/m							
2	95.00m	90.00m	90.00m	295mm	377mm	336mm	340mm	2071Pa	4.226	1.546	0.703	43.3m/s	1.31E+06	57.6m/s	0.38m²/m	0.59kN/m							
3	90.00m	85.00m	85.00m	377mm	459mm	418mm	423mm	2050Pa	4.184	1.536	0.695	43.0m/s	1.62E+06	57.3m/s	0.46m²/m	0.70kN/m							
4	85.00m	80.00m	80.00m	459mm	541mm	500mm	506mm	2029Pa	4.140	1.526	0.693	42.7m/s	1.92E+06	57.0m/s	0.55m²/m	0.81kN/m							
5	80.00m	75.00m	75.00m	541mm	622mm	581mm	589mm	2006Pa	4.094	1.515	0.693	42.4m/s	2.22E+06	56.7m/s	0.63m²/m	0.93kN/m							
6	75.00m	70.00m	70.00m	622mm	704mm	663mm	672mm	1982Pa	4.045	1.503	0.694	42.1m/s	2.52E+06	56.3m/s	0.71m²/m	1.04kN/m							
7	70.00m	65.00m	65.00m	704mm	786mm	745mm	754mm	1956Pa	3.992	1.490	0.695	41.7m/s	2.81E+06	55.9m/s	0.79m²/m	1.15kN/m							
8	65.00m	60.00m	60.00m	786mm	868mm	827mm	837mm	1929Pa	3.936	1.477	0.697	41.4m/s	3.10E+06	55.5m/s	0.88m²/m	1.25kN/m							
9	60.00m	55.00m	55.00m	868mm	950mm	909mm	920mm	1899Pa	3.875	1.462	0.700	40.9m/s	3.38E+06	55.1m/s	0.96m²/m	1.35kN/m							
10	55.00m	50.00m	50.00m	950mm	1032mm	991mm	1003mm	1866Pa	3.809	1.446	0.702	40.5m/s	3.65E+06	54.6m/s	1.04m²/m	1.45kN/m							
11	50.00m	45.00m	45.00m	1032mm	1113mm	1073mm	1086mm	1831Pa	3.736	1.428	0.704	40.0m/s	3.92E+06	54.1m/s	1.13m²/m	1.54kN/m							
12	45.00m	40.00m	40.00m	1113mm	1195mm	1154mm	1169mm	1811Pa	3.655	1.408	0.706	39.4m/s	4.17E+06	53.5m/s	1.21m²/m	1.62kN/m							
13	40.00m	35.00m	35.00m	1195mm	1277mm	1236mm	1252mm	1747Pa	3.565	1.385	0.708	38.8m/s	4.41E+06	52.9m/s	1.29m²/m	1.69kN/m							
14	35.00m	30.00m	30.00m	1277mm	1359mm	1318mm	1334mm	1697Pa	3.462	1.359	0.710	38.1m/s	4.64E+06	52.1m/s	1.37m²/m	1.75kN/m							
15	30.00m	25.00m	25.00m	1359mm	1441mm	1400mm	1417mm	1638Pa	3.342	1.328	0.711	37.2m/s	4.84E+06	51.2m/s	1.46m²/m	1.80kN/m							
16	25.00m	20.00m	20.00m	1441mm	1523mm	1482mm	1500mm	1567Pa	3.198	1.290	0.712	36.1m/s	5.01E+06	50.1m/s	1.54m²/m	1.82kN/m							
17	20.00m	15.00m	15.00m	1523mm	1604mm	1564mm	1583mm	1478Pa	3.016	1.241	0.713	34.8m/s	5.13E+06	48.6m/s	1.62m²/m	1.81kN/m							
18	15.00m	10.00m	10.00m	1604mm	1686mm	1645mm	1666mm	1357Pa	2.769	1.173	0.713	32.8m/s	5.17E+06	46.6m/s	1.71m²/m	1.75kN/m							
19	10.00m	5.00m	5.00m	1686mm	1768mm	1727mm	1749mm	1160Pa	2.367	1.055	0.710	29.5m/s	5.02E+06	43.1m/s	1.79m²/m	1.56kN/m							
20	5.00m	0.00m	0.00m	1768mm	1850mm	1809mm	1832mm	755Pa	1.540	0.782	0.699	21.9m/s	4.24E+06	34.7m/s	1.87m²/m	1.05kN/m							
21	0.00m	0.00m	0.00m	1850mm	1850mm	1850mm	1873mm	755Pa	1.540	0.782	0.700	21.9m/s	4.34E+06	34.7m/s	1.91m²/m	1.07kN/m							

3. VORTEX SHEDDING

Para além da acção do vento segundo a direcção de propagação do vento poderão ocorrer acções perpendiculares devido à formação de turbilhões de Von-Karman (“vortex shedding”) (12). Estes turbilhões poderão formar-se caso a frequência da partilha de vórtices seja muito próxima da frequência fundamental da estrutura (12). O Eurocódigo define a velocidade crítica para vibrações transversais ressonantes da seguinte forma:

$$v_{crit,i} = \frac{b \cdot n_{i,y}}{St} \quad \text{em que,} \quad (3.1)$$

b – é o diâmetro exterior da secção ao nível em análise

$n_{i,y}$ – é a frequência natural de vibração do modo i

St – é o número de Strouhal que para secções circulares é igual a 0.18

Por questões de segurança a velocidade crítica deverá ser 25% superior à velocidade média do vento na altura onde poderá ocorrer a formação de vórtices:

$$v_{crit,i}(z) > 1.25 \cdot v_m(z) \quad (3.2)$$

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

$$F_w(s) = m(s) \cdot (2 \cdot \pi \cdot n_{i,y}) \cdot \phi_{i,y}(s) \cdot y_{F,max} \quad \text{em que,} \quad (3.3)$$

$m(s)$ – é o peso por metro linear da estrutura à altura s

$n_{i,y}$ – é a frequência natural de vibração do modo i . O valor de $n_{i,y}$ pode ser obtido pelo método de Rayleigh.

$\phi_{i,y}(s)$ – é a função de forma normalizada à unidade no ponto de maior deslocamento e expressa pela equação (2.54), ou a partir do método de Rayleigh.

$y_{F,max}$ – é deslocamento máximo ao longo do tempo do ponto com $\phi_{i,y}(s) = 1$

O Eurocódigo propõe dois métodos para a determinação de $y_{F,max}$, sendo o método do ponto 1.5.3 da norma o mais adequado ao tipo de estrutura em análise (mastros ou chaminés) e que será apresentado de seguida.

$$y_{F,max} = \sigma_y \cdot k_p \quad \text{em que,} \quad (3.4)$$

σ_y – é o desvio padrão do deslocamento

k_p – é o coeficiente de rajada

O desvio padrão σ_y é definido por:

$$\frac{\sigma_y}{b} = \frac{1}{St^2} \cdot \frac{C_c}{\sqrt{4 \cdot \pi - K_a \cdot \left(1 - \left(\frac{\sigma_y}{b \cdot a_L}\right)\right)}} \cdot \sqrt{\frac{\rho \cdot b^2}{m_e}} \cdot \sqrt{\frac{b}{h}} \quad \text{em que,} \quad (3.5)$$

C_c – é a constante aerodinâmica que depende da forma da secção em função do número de Reynolds.

K_a – é o amortecimento dinâmico.

a_L – é a amplitude dinâmica normalizada para estruturas com baixo amortecimento.

St – é o número de Strouhal definido anteriormente (3.1).

Sc – é o número de Scruton

ρ – é a densidade do ar no momento em que o vortex shedding poderá ocorrer (o valor recomendado é 1.25 kg/m^3).

m_e – é a massa equivalente definida na (2.53)

h – é a altura da estrutura

b – é a largura da estrutura no ponto de maior deslocamento, ou seja, no topo.

O Eurocódigo propõe os seguintes valores das variáveis C_c , K_a e a_L para secções circulares:

	$Re(v_{crit}) \leq 10^5$	$Re(v_{crit}) = 10^5$	$Re(v_{crit}) > 10^6$
C_c	0.02	0.005	0.01
$K_{a,max}$	2	0.5	1
a_L	0.4	0.4	0.4

Os valores intermédios de C_c e K_a poderão ser interpolados sabendo que variam linearmente com o logaritmo do número de Reynolds, obtendo as seguintes expressões facilmente programáveis:

$$C_c = 0.02 \quad \text{para } Re(v_{crit}) \leq 10^5 \quad (3.6)$$

$$C_c = Ln\left(\frac{Re(v_{crit})}{10^5}\right) \cdot \frac{(0.005 - 0.02)}{Ln(5)} + 0.02 \quad \text{para } 10^5 < Re(v_{crit}) \leq 5 \times 10^5 \quad (3.7)$$

$$C_c = Ln\left(\frac{Re(v_{crit})}{10^5}\right) \cdot \frac{(0.01 - 0.005)}{Ln(2)} + 0.005 \quad \text{para } 5 \times 10^5 < Re(v_{crit}) < 10^6 \quad (3.8)$$

$$C_c = 0.01 \quad \text{para } Re(v_{crit}) \geq 10^6 \quad (3.9)$$

$$K_{a,max} = 2 \quad \text{para } Re(v_{crit}) \leq 10^5 \quad (3.10)$$

$$K_{a,max} = Ln\left(\frac{Re(v_{crit})}{10^5}\right) \cdot \frac{(0.5 - 2)}{Ln(5)} + 2 \quad \text{para } 10^5 < Re(v_{crit}) \leq 5 \times 10^5 \quad (3.11)$$

$$K_{a,max} = Ln\left(\frac{Re(v_{crit})}{10^5}\right) \cdot \frac{(1 - 0.5)}{Ln(2)} + 0.5 \quad \text{para } 5 \times 10^5 < Re(v_{crit}) < 10^6 \quad (3.12)$$

$$K_{a,max} = 1 \quad \text{para } Re(v_{crit}) \geq 10^6 \quad (3.13)$$

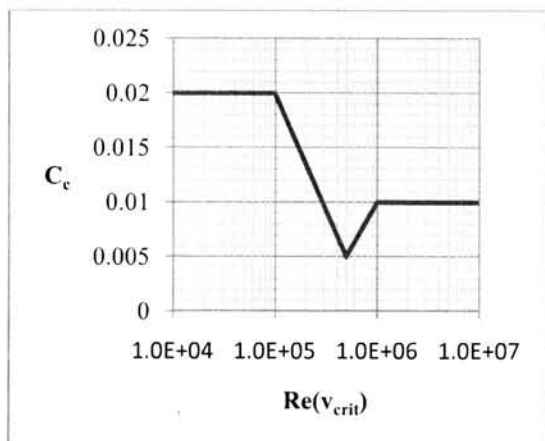


Gráfico 2 – Valores de C_c em função de $Re(v_{crit})$

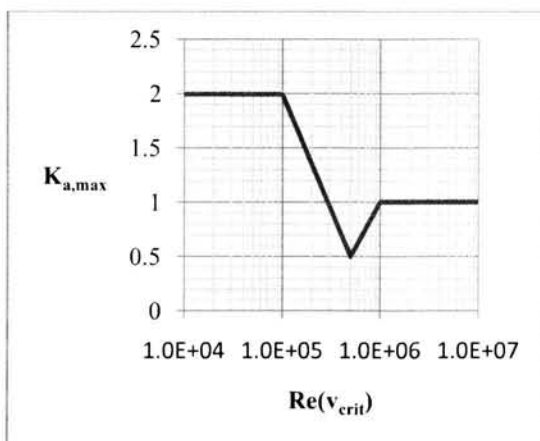


Gráfico 3– Valores de $K_{a,max}$ em função de $Re(v_{crit})$

O número de Scruton S_c traduz a vulnerabilidade da estrutura em relação à vibração e depende do amortecimento estrutural e do rácio entre a massa estrutural e a massa distribuída.

O número de Sructon, S_c é dado por:

$$S_c = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_e}{\rho \cdot b^2} \quad \text{em que,} \quad (3.14)$$

δ_s – é o coeficiente de amortecimento estrutural

m_e – é a massa equivalente por metro linear determinada a partir da deformada do 1º modo de vibração

ρ – é a densidade do ar sob condições do *vortex shedding*. O valor recomendado para a densidade do ar é 1.25 kg/m^3 .

b – é o diâmetro da estrutura onde se pretende analisar possibilidade de ocorrência de *vortex shedding*.

A resolução da equação (3.5) em ordem a $\frac{\sigma_y}{b}$ é a seguinte:

$$\left(\frac{\sigma_y}{b}\right)^2 = c_1 + \sqrt{c_1^2 + c_2} \quad \text{em que,} \quad (3.15)$$

$$c_1 = \frac{a_L^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{Sc}{4 \cdot \pi \cdot K_a}\right) \quad (3.16)$$

$$c_2 = \frac{\rho \cdot b^2}{m_e} \cdot \frac{a_L^2}{K_a} \cdot \frac{C_c^2}{St^4} \cdot \frac{b}{h} \quad (3.17)$$

Resolvendo em ordem a σ_y :

$$\sigma_y = b \sqrt{c_1 + \sqrt{c_1^2 + c_2}} \cdot k \quad \text{em que,} \quad (3.18)$$

O coeficiente de rajada k_p é dado por:

$$k_p = \sqrt{2} \left(1 + \frac{1.2}{\tan\left(0.75 \cdot \frac{S_c}{4 \cdot \pi \cdot k_a}\right)}\right) \quad (3.19)$$

Por fim o valor do deslocamento característico máximo $y_{F,\max}$ será:

$$y_{F,\max} = \sigma_y \cdot k_p = b \sqrt{c_1 + \sqrt{c_1^2 + c_2}} \cdot k_p \quad (3.20)$$

Aplicando as expressões acima no nosso exemplo teremos:

$$Sc = \frac{2 \cdot 0.012 \cdot 104.9}{1.25 \cdot 0.25^2} = 32.23 \quad (3.21)$$

$$v_{crit,1} = \frac{b \cdot n_{1,y}}{St} = \frac{0.25 \times 0.331}{0.18} = 0.459 \text{ m/s} \quad (3.22)$$

$$R_e(v_{crit,1}) = \frac{b \cdot v_{crit,1}}{\nu} = \frac{0.25 \times 0.459}{15 \times 10^{-6}} = 7650 \quad (3.23)$$

$$C_c = 0.02 \quad (3.24)$$

$$K_{a,\max} = 2 \quad (3.25)$$

$$c_1 = \frac{a_L^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{Sc}{4 \cdot \pi \cdot K_a}\right) = \frac{0.4}{2} \cdot \left(1 - \frac{32.23}{4 \cdot \pi \cdot 2}\right) = -0.02259 \quad (3.26)$$

$$c_2 = \frac{\rho \cdot b^2}{m_e} \cdot \frac{a_l^2}{K_a} \cdot \frac{C_c^2}{St^4} \cdot \frac{b}{h} = \frac{1.25 \times 0.25^2}{104.9} \times \frac{0.4^2}{2} \times \frac{0.02^2}{0.18^4} \times \frac{0.25}{97.75} = 5.806 \times 10^{-8} \quad (3.27)$$

$$k_p = \sqrt{2} \left[1 + \frac{1.2}{\tan\left(0.75 \cdot \frac{S_c}{4 \cdot \pi \cdot k_a}\right)} \right] = \sqrt{2} \left[1 + \frac{1.2}{\tan\left(0.75 \times \frac{32.23}{4 \cdot \pi \cdot 2}\right)} \right] = 2.597 \quad (3.28)$$

$$y_{F,\max} = b \sqrt{c_1 + \sqrt{c_1^2 + c_2} \cdot k_p} \Leftrightarrow \quad (3.29)$$

$$y_{F,\max} = 0.25 \times \sqrt{-0.02259 + \sqrt{(-0.02259)^2 + 5.806 \times 10^{-8}} \times 2.597} = 7.36 \times 10^{-8} \quad (3.30)$$

Neste momento é possível calcular em cada ponto da estrutura a força lateral devido à formação de vórtices:

$$F_w(s) = m(s) \cdot (2 \cdot \pi \cdot n_{i,y}) \cdot \phi_{i,y}(s) \cdot y_{F,\max} = m(s) \cdot (2 \cdot \pi \cdot 0.331) \cdot \phi_{i,y}(s) \cdot 7.36 \times 10^{-8} \quad (3.31)$$

Alternativamente poderemos aplicar o Método 1 do Eurocódigo de forma a aferir os resultados anteriores para o deslocamento máximo $y_{F,\max}$.

De acordo com o Método 1 o deslocamento máximo é:

$$\frac{y_{F,\max}}{b} = \frac{1}{St} \cdot \frac{1}{Sc} \cdot K \cdot K_w \cdot c_{lat} \quad \text{em que,} \quad (3.32)$$

b – é o diâmetro da estrutura no ponto de maior deslocamento

St – é o número de Strouhal definido anteriormente (3.1).

Sc – é o número de Scruton

K – é o coeficiente de forma

K_w – é o coeficiente de correlação do comprimento efectivo.

c_{lat} – é o coeficiente de força lateral

Para mastros cuja deformada é expressa por $\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta$, com $\zeta = 2$, o Eurocódigo (8) propõe as seguintes expressões:

$$K_w = 3 \cdot \frac{L_j/b}{\lambda} \cdot \left[1 - \frac{L_j/b}{\lambda} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{L_j/b}{\lambda}\right)^2 \right] \quad \text{em que,} \quad (3.33)$$

L_j – é o comprimento efectivo de correlação.

λ – é a esbelteza da estrutura $\lambda = l/b$.

O comprimento de correlação efectivo depende da amplitude de vibração $y_{F,\max}$, por isso para determinar o valor exacto numa primeira iteração sugere-se que se adopte o valor mais conservativo $L_j/b = 12$ conduzindo a valores superiores de K e por sua vez $y_{F,\max}$ superiores.

$$\begin{aligned}
 L_j/b &= 6 & \text{para } y_{F,\max}/b < 0.1 \\
 L_j/b &= 4.8 + 12 \cdot y_{F,\max}/b & \text{para } 0.1 \leq y_{F,\max}/b \leq 0.6 \\
 L_j/b &= 12 & \text{para } y_{F,\max}/b > 0.6
 \end{aligned} \tag{3.34}$$

O coeficiente de força lateral C_{lat} depende do número de Reynolds e da relação entre a velocidade crítica e a velocidade média ao nível médio do comprimento de referência L_j :

$$\begin{aligned}
 C_{lat} &= C_{lat,0} & \text{para } \frac{v_{crit}}{v_{m,Lj}} \leq 0.83 \\
 C_{lat} &= \left(3 - 2.4 \cdot \frac{v_{crit}}{v_{m,Lj}} \right) \cdot C_{lat,0} & \text{para } 0.83 < \frac{v_{crit}}{v_{m,Lj}} < 1.25 \quad \text{em que,} \\
 C_{lat} &= 0 & \text{para } \frac{v_{crit}}{v_{m,Lj}} \geq 1.25
 \end{aligned} \tag{3.35}$$

$C_{lat,0}$ – é o coeficiente de força lateral de referência.

$v_{m,Lj}$ – é a velocidade média do ponto médio do comprimento de referência L_j .

$$\begin{aligned}
 C_{lat,0} &= 0.7 & Re(v_{crit}) \leq 3 \times 10^5 \\
 C_{lat,0} &= \ln\left(\frac{Re(v_{crit})}{3 \times 10^5}\right) \times \frac{(0.2 - 0.7)}{\ln(5/3)} & 3 \times 10^5 < Re(v_{crit}) \leq 5 \times 10^5
 \end{aligned} \tag{3.36}$$

$$C_{lat,0} = 0.2 \tag{3.37}$$

$$\begin{aligned}
 C_{lat,0} &= 0.2 & 5 \times 10^5 < Re(v_{crit}) \leq 5 \times 10^6 \\
 C_{lat,0} &= \ln\left(\frac{Re(v_{crit})}{5 \times 10^6}\right) \times \frac{(0.3 - 0.2)}{\ln(10/5)} & 5 \times 10^6 < Re(v_{crit}) \leq 10^7
 \end{aligned} \tag{3.38}$$

$$\begin{aligned}
 C_{lat,0} &= \ln\left(\frac{Re(v_{crit})}{10^7}\right) \times \frac{(0.3 - 0.2)}{\ln(10/5)} & 10^7 < Re(v_{crit}) \leq 3 \times 10^7
 \end{aligned} \tag{3.39}$$

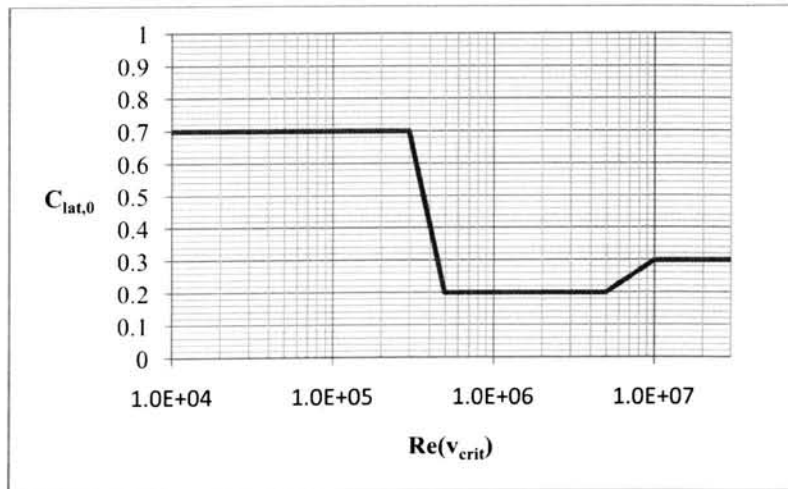


Gráfico 4 – Coeficiente de força lateral $C_{lat,0}$.

Segundo Barros(13) existe um método mais simplificado, proposto por Zar e Chu(14) , para a determinação da força lateral a partir da seguinte expressão:

$$F_w(s) = \frac{1}{2\xi} \cdot c_L \cdot b \cdot q_{cr} \quad \text{em que,} \quad (3.41)$$

ξ – é o coeficiente de amortecimento crítico e Barros sugere $\xi = 0.016$.

q_{cr} – é pressão do vento correspondente à velocidade crítica, $q_{cr} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{crit}^2$

b – é o diâmetro exterior da secção onde se poderão formar os vórtices

c_L – é o coeficiente de força que é assumido como constante e igual a 0.2

Quadro 8 – Cálculo da acção perpendicular à acção principal do vento devido à formação de vórtices

Barra nº (Bar number)	Coordenada em Z (Z Coordinate)			Diâmetro entre faces (Diameter across flats)			Diâmetro médio entre faces (Average diameter across flats)	Diâmetro médio entre vértices (Average diameter across ????)	Vortex Shedding						
									Velocidade crítica do vento (Critical Wind Velocity)	Nº de Reynolds (Reynolds Nr.)	Peso por metro linear (Mass per unit length)	Y _{F,max}			
	3.50E-04m	7.36E-04m		Metodo 1 (E.1.5.2.1)	Metodo 2 Table E.6	Metodo Barros									
	Nó 1 (Node 1)	Nó 2 (Node 2)	Z _{MidPoint}	Nó 1 (Node 1)	Nó 2 (Node 2)	ØMédio (ØAverage)	ØMédio (ØAverage)	ØMédio (ØAverage)	V _{critic(z)}	Re(V _{critic(z)})	m(s)	Fw(s)	Fw(s)	Fw(s)	
1	97.75m	95.00m	96.38m	250mm	295mm	273mm	273mm	276mm	0.5m/s	9.341E+03	33.3kg/m	0.050N/m	0.106N/m	0.275N/m	
2	95.00m	90.00m	90.00m	295mm	377mm	336mm	336mm	340mm	0.6m/s	1.420E+04	41.1kg/m	0.061N/m	0.129N/m	0.514N/m	
3	90.00m	85.00m	85.00m	377mm	459mm	418mm	418mm	423mm	0.8m/s	2.195E+04	51.3kg/m	0.075N/m	0.158N/m	0.989N/m	
4	85.00m	80.00m	80.00m	459mm	541mm	500mm	500mm	506mm	0.9m/s	3.140E+04	73.6kg/m	0.106N/m	0.222N/m	1.692N/m	
5	80.00m	75.00m	75.00m	541mm	622mm	581mm	581mm	589mm	1.1m/s	4.253E+04	85.9kg/m	0.121N/m	0.254N/m	2.667N/m	
6	75.00m	70.00m	70.00m	622mm	704mm	663mm	663mm	672mm	1.2m/s	5.534E+04	98.1kg/m	0.135N/m	0.284N/m	3.959N/m	
7	70.00m	65.00m	65.00m	704mm	786mm	745mm	745mm	754mm	1.4m/s	6.984E+04	146.6kg/m	0.198N/m	0.417N/m	5.613N/m	
8	65.00m	60.00m	60.00m	786mm	868mm	827mm	827mm	837mm	1.5m/s	8.603E+04	162.9kg/m	0.216N/m	0.454N/m	7.673N/m	
9	60.00m	55.00m	55.00m	868mm	950mm	909mm	909mm	920mm	1.7m/s	1.039E+05	223.5kg/m	0.290N/m	0.610N/m	10.184N/m	
10	55.00m	50.00m	50.00m	950mm	1032mm	991mm	991mm	1003mm	1.8m/s	1.235E+05	243.9kg/m	0.310N/m	0.652N/m	13.190N/m	
11	50.00m	45.00m	45.00m	1032mm	1113mm	1073mm	1073mm	1086mm	2.0m/s	1.447E+05	316.5kg/m	0.394N/m	0.828N/m	16.736N/m	
12	45.00m	40.00m	40.00m	1113mm	1195mm	1154mm	1154mm	1169mm	2.2m/s	1.676E+05	340.9kg/m	0.416N/m	0.873N/m	20.867N/m	
13	40.00m	35.00m	35.00m	1195mm	1277mm	1236mm	1236mm	1252mm	2.3m/s	1.922E+05	365.3kg/m	0.436N/m	0.916N/m	25.628N/m	
14	35.00m	30.00m	30.00m	1277mm	1359mm	1318mm	1318mm	1334mm	2.5m/s	2.185E+05	389.7kg/m	0.455N/m	0.956N/m	31.062N/m	
15	30.00m	25.00m	25.00m	1359mm	1441mm	1400mm	1400mm	1417mm	2.6m/s	2.465E+05	482.5kg/m	0.551N/m	1.157N/m	37.216N/m	
16	25.00m	20.00m	20.00m	1441mm	1523mm	1482mm	1482mm	1500mm	2.8m/s	2.762E+05	511.0kg/m	0.570N/m	1.198N/m	44.132N/m	
17	20.00m	15.00m	15.00m	1523mm	1604mm	1564mm	1564mm	1583mm	2.9m/s	3.075E+05	539.4kg/m	0.588N/m	1.237N/m	51.856N/m	
18	15.00m	10.00m	10.00m	1604mm	1686mm	1645mm	1645mm	1666mm	3.1m/s	3.405E+05	567.9kg/m	0.605N/m	1.272N/m	60.432N/m	
19	10.00m	5.00m	5.00m	1686mm	1768mm	1727mm	1727mm	1749mm	3.2m/s	3.753E+05	596.4kg/m	0.621N/m	1.305N/m	69.906N/m	
20	5.00m	0.00m	0.00m	1768mm	1850mm	1809mm	1809mm	1832mm	3.4m/s	4.117E+05	624.9kg/m	0.635N/m	1.335N/m	80.321N/m	

Verifica-se que o método proposto por Zar e Chu conduz a valores elevados para a acção do vento perpendicular à sua direcção principal. Relativamente aos dois métodos propostos pela norma (4) os resultados diferem em cerca de 50% sendo superiores no método 2 (o mais adequado para a estrutura em análise). De uma forma geral verifica-se que a acção devida à formação de vórtices para o nosso exemplo não é condicionante uma vez que representa cerca de 1% relativamente à acção principal do vento (ver os valores do

NOTA: os valores apresentados no Quadro 7 estão expressos em kN/m enquanto que os do Quadro 8 estão em N/m.

4.

OVALLING - 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 referidas secções (12).

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

$$n_{i,o} = 2 \cdot n_{i,y} \Leftrightarrow v_{ov\ crit,i} = \frac{n_{i,o} \cdot b}{2 \cdot St} \quad \text{em que,} \quad (4.1)$$

b – é o diâmetro exterior da secção

$n_{i,o}$ – é a frequência natural de vibração de ovalização do modo i da casca (shell)

St – é o número de Strouhal que para secções circulares é igual a 0.18

A condição de segurança da norma (4) para que o fenómeno de ovalização não ocorra é:

$$v_{ov\ crit,i}(z) > 1.25 \cdot v_m(z) \quad (4.2)$$

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

$$n_{1,o} = 0.492 \cdot \sqrt{\frac{t^3 \cdot E}{\mu_s \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^4}} \quad \text{em que,} \quad (4.3)$$

b – é o diâmetro exterior da secção

t – é a espessura da secção

μ_s – é o peso da casca por metro quadrado

E – é o módulo de elasticidade do aço em N/mm^2

ν – é o coeficiente de Poisson do aço

Segundo Barros a frequência natural de vibração de ovalização para secções circulares pode também ser determinada da seguinte forma:

$$n_{1,o} = 175.4 \cdot \frac{t\sqrt{E}}{b^2} \quad (4.4)$$

E – é o módulo de elasticidade do aço em GPa

Na verdade a formula proposta pela norma (4) pode ser reduzida a uma fórmula semelhante à referida por Barros fazendo as seguintes substituições:

$$\mu_s = \frac{\text{massa}}{\text{perímetro da casca}} = \frac{P \cdot t \cdot \rho_{\text{aço}}}{P} = t \cdot \rho_{\text{aço}} = 7850 \times t \quad (4.5)$$

$$n_{1,o} = 0.492 \cdot \sqrt{\frac{t^3 \cdot E \times 10^9}{7850 \times t \cdot (1 - 0.3^2) \cdot b^4}} \Leftrightarrow \quad (4.6)$$

$$n_{1,o} = 0.492 \cdot \frac{t^2 \sqrt{E}}{b^2} \cdot \sqrt{\frac{10^9}{7850 \times (1 - 0.3^2)}} \Leftrightarrow \quad (4.7)$$

$$n_{1,o} = 184.08 \cdot \frac{t\sqrt{E}}{b^2} \quad (4.8)$$

A diferença entre um método e o outro é cerca de 5% (184.08/175.4), sendo mais conservativa a expressão de Barros uma vez que conduz a velocidades críticas mais baixas.

Quadro 9 – Resultado das expressões (4.3) e (4.4) aplicando no exemplo numérico para intervalos de 5,0m:

Barra nº (Bar number)	Coordenada em Z (Z Coordinate)			Diâmetro entre faces (Diameter across flats)			Diâmetro médio entre vértices (Average diameter across corners)	Pressão do vento de rajada (Peak Velocity Pressure)	Velocidade Média do Vento (Mean Wind Velocity)	Nº de Reynolds (Reynolds Nr.)	Velocidade do Vento de Rajada (Peak Wind Velocity)	Ovalling					
												(E.1.3.1(2))		(F.2(4)) EN 1991-1-4:2005			BARROS
	Nº 1 (Node 1)	Nº 2 (Node 2)	Z _{Midpoint}	Nº 1 (Node 1)	Nº 2 (Node 2)	ØMédio (ØAverage)	ØMédio (ØAverage)	q _p (z)	v _m (z _a)	Re(z)	v(z _a)	1.25*v _m (z _a)	μ _s	n _{1,0}	V _{ov. crit.} (z)	n _{1,0}	V _{ov. crit.} (z)
	1	97.75m	95.00m	96.38m	250mm	295mm	273mm	276mm	2095Pa	43.6m/s	1.06E+06	57.9m/s	54.5m/s	38.8kg/m ²	180.1Hz	136.3m/s	170.7Hz
2	95.00m	90.00m	90.00m	295mm	377mm	336mm	340mm	2071Pa	43.3m/s	1.31E+06	57.6m/s	54.1m/s	39.0kg/m ²	118.3Hz	110.4m/s	112.3Hz	104.8m/s
3	90.00m	85.00m	85.00m	377mm	459mm	418mm	423mm	2050Pa	43.0m/s	1.62E+06	57.3m/s	53.8m/s	39.1kg/m ²	76.4Hz	88.6m/s	72.6Hz	84.3m/s
4	85.00m	80.00m	80.00m	459mm	541mm	500mm	506mm	2029Pa	42.7m/s	1.92E+06	57.0m/s	53.4m/s	46.9kg/m ²	64.1Hz	88.9m/s	61.0Hz	84.6m/s
5	80.00m	75.00m	75.00m	541mm	622mm	581mm	589mm	2006Pa	42.4m/s	2.22E+06	56.7m/s	53.0m/s	47.0kg/m ²	47.3Hz	76.4m/s	45.0Hz	72.7m/s
6	75.00m	70.00m	70.00m	622mm	704mm	663mm	672mm	1982Pa	42.1m/s	2.52E+06	56.3m/s	52.6m/s	47.1kg/m ²	36.3Hz	66.9m/s	34.6Hz	63.7m/s
7	70.00m	65.00m	65.00m	704mm	786mm	745mm	754mm	1956Pa	41.7m/s	2.81E+06	55.9m/s	52.2m/s	62.6kg/m ²	38.4Hz	79.5m/s	36.5Hz	75.6m/s
8	65.00m	60.00m	60.00m	786mm	868mm	827mm	837mm	1929Pa	41.4m/s	3.10E+06	55.5m/s	51.7m/s	62.7kg/m ²	31.2Hz	71.6m/s	29.7Hz	68.1m/s
9	60.00m	55.00m	55.00m	868mm	950mm	909mm	920mm	1899Pa	40.9m/s	3.38E+06	55.1m/s	51.2m/s	78.3kg/m ²	32.3Hz	81.5m/s	30.7Hz	77.5m/s
10	55.00m	50.00m	50.00m	950mm	1032mm	991mm	1003mm	1866Pa	40.5m/s	3.65E+06	54.6m/s	50.6m/s	78.4kg/m ²	27.1Hz	74.7m/s	25.8Hz	71.1m/s
11	50.00m	45.00m	45.00m	1032mm	1113mm	1073mm	1086mm	1831Pa	40.0m/s	3.92E+06	54.1m/s	50.0m/s	93.9kg/m ²	27.8Hz	82.8m/s	26.5Hz	78.8m/s
12	45.00m	40.00m	40.00m	1113mm	1195mm	1154mm	1169mm	1791Pa	39.4m/s	4.17E+06	53.5m/s	49.3m/s	94.0kg/m ²	24.0Hz	76.9m/s	22.8Hz	73.2m/s
13	40.00m	35.00m	35.00m	1195mm	1277mm	1236mm	1252mm	1747Pa	38.8m/s	4.41E+06	52.9m/s	48.5m/s	94.1kg/m ²	20.9Hz	71.8m/s	19.9Hz	68.4m/s
14	35.00m	30.00m	30.00m	1277mm	1359mm	1318mm	1334mm	1697Pa	38.1m/s	4.64E+06	52.1m/s	47.6m/s	94.1kg/m ²	18.4Hz	67.3m/s	17.5Hz	64.1m/s
15	30.00m	25.00m	25.00m	1359mm	1441mm	1400mm	1417mm	1638Pa	37.2m/s	4.84E+06	51.2m/s	46.5m/s	109.7kg/m ²	19.0Hz	74.0m/s	18.1Hz	70.4m/s
16	25.00m	20.00m	20.00m	1441mm	1523mm	1482mm	1500mm	1567Pa	36.1m/s	5.01E+06	50.1m/s	45.2m/s	109.8kg/m ²	17.0Hz	69.9m/s	16.2Hz	66.6m/s
17	20.00m	15.00m	15.00m	1523mm	1604mm	1564mm	1583mm	1478Pa	34.8m/s	5.13E+06	48.6m/s	43.5m/s	109.8kg/m ²	15.2Hz	66.2m/s	14.5Hz	63.1m/s
18	15.00m	10.00m	10.00m	1604mm	1686mm	1645mm	1666mm	1357Pa	32.8m/s	5.17E+06	46.6m/s	41.0m/s	109.9kg/m ²	13.8Hz	62.9m/s	13.1Hz	59.9m/s
19	10.00m	5.00m	5.00m	1686mm	1768mm	1727mm	1749mm	1160Pa	29.5m/s	5.02E+06	43.1m/s	36.9m/s	109.9kg/m ²	12.5Hz	59.9m/s	11.9Hz	57.1m/s
20	5.00m	0.00m	0.00m	1768mm	1850mm	1809mm	1832mm	755Pa	21.9m/s	4.24E+06	34.7m/s	27.4m/s	110.0kg/m ²	11.4Hz	57.2m/s	10.8Hz	54.5m/s

A partir dos resultados constata-se que ao longo de toda a estrutura é verificada a condição de segurança da equação (4.2), ficando garantido que não ocorrerão fenômenos de ovalização na estrutura do nosso exemplo.

O fenómeno de ovalização pode ser facilmente evitado se em fase de estudo prévio limitarmos a esbelteza das secções da nossa estrutura em função do perfil de velocidades médias.

$$v_{ov\ crit,i}(z) > 1.25 \cdot v_m(z) \quad (4.9)$$

$$v_{ov\ crit,i} = \frac{n_{i,o} \cdot b}{2 \cdot St} \quad (4.10)$$

$$n_{1,o} = 184.08 \cdot \frac{t\sqrt{E}}{b^2} \quad (4.11)$$

$$v_{ov\ crit,i}(z) \geq 1.25 \cdot v_m(z) \Leftrightarrow \frac{n_{i,o} \cdot b}{2 \cdot St} \geq 1.25 \cdot v_m(z) \Leftrightarrow \quad (4.12)$$

$$184.08 \cdot \frac{t\sqrt{E}}{b^2} \cdot \frac{b}{2 \cdot St} \geq 1.25 \cdot v_m(z) \quad (4.13)$$

$$\frac{184.08 \cdot \sqrt{E}}{2 \cdot St} \cdot \frac{t}{b} \geq 1.25 \cdot v_m(z) \quad (4.14)$$

$$\frac{184.08 \cdot \sqrt{210}}{2 \cdot 0.18} \cdot \frac{t}{b} \geq 1.25 \cdot v_m(z) \quad (4.15)$$

$$\frac{b}{t} \leq \frac{7409.92}{1.25 \cdot v_m(z)} \quad (4.16)$$

$$\therefore \frac{b}{t} \leq \frac{5928}{v_m(z)} \quad (4.17)$$

Se garantirmos a condição de esbelteza máxima: $\frac{b}{t} \leq \frac{5928}{v_m(z)}$ a cada nível z fica assegurado que o fenómeno de ovalização não ocorrerá.

Aplicando a condição anterior ao nosso exemplo as esbeltezas máximas seriam:

Quadro 10 – Determinação de esbelteza máxima para evitar a ocorrência de *ovalling*

Barra nº (Bar number)	Coordenada em Z (Z Coordinate)			Diâmetro entre faces (Diameter across flats)	Diâmetro médio entre vértices (Average diameter across corners)	Velocidade Média do Vento (Mean Wind Velocity)	Velocidade do Vento de Rajada (Peak Wind Velocity)	Ovalling	
	Nó 1 (Node 1)	Nó 2 (Node 2)	Z _{MidPoint}					ØMédio (ØAverage)	v _m (z _e)
1	97.75m	95.00m	96.38m	273mm	276mm	43.6m/s	57.9m/s	136	55
2	95.00m	90.00m	90.00m	336mm	340mm	43.3m/s	57.6m/s	137	67
3	90.00m	85.00m	85.00m	418mm	423mm	43.0m/s	57.3m/s	138	84
4	85.00m	80.00m	80.00m	500mm	506mm	42.7m/s	57.0m/s	139	83
5	80.00m	75.00m	75.00m	581mm	589mm	42.4m/s	56.7m/s	140	97
6	75.00m	70.00m	70.00m	663mm	672mm	42.1m/s	56.3m/s	141	111
7	70.00m	65.00m	65.00m	745mm	754mm	41.7m/s	55.9m/s	142	93
8	65.00m	60.00m	60.00m	827mm	837mm	41.4m/s	55.5m/s	143	103
9	60.00m	55.00m	55.00m	909mm	920mm	40.9m/s	55.1m/s	145	91
10	55.00m	50.00m	50.00m	991mm	1003mm	40.5m/s	54.6m/s	146	99
11	50.00m	45.00m	45.00m	1073mm	1086mm	40.0m/s	54.1m/s	148	89
12	45.00m	40.00m	40.00m	1154mm	1169mm	39.4m/s	53.5m/s	150	96
13	40.00m	35.00m	35.00m	1236mm	1252mm	38.8m/s	52.9m/s	153	103
14	35.00m	30.00m	30.00m	1318mm	1334mm	38.1m/s	52.1m/s	156	110
15	30.00m	25.00m	25.00m	1400mm	1417mm	37.2m/s	51.2m/s	159	100
16	25.00m	20.00m	20.00m	1482mm	1500mm	36.1m/s	50.1m/s	164	106
17	20.00m	15.00m	15.00m	1564mm	1583mm	34.8m/s	48.6m/s	171	112
18	15.00m	10.00m	10.00m	1645mm	1666mm	32.8m/s	46.6m/s	181	118
19	10.00m	5.00m	5.00m	1727mm	1749mm	29.5m/s	43.1m/s	201	123
20	5.00m	0.00m	0.00m	1809mm	1832mm	21.9m/s	34.7m/s	271	129

Por questões de encurvadura local a esbelteza máxima deverá ser inferior a 250, por isso a esbelteza

máxima deverá ser igual ao menor dos seguintes valores: $\left(\frac{b}{t}\right)_{\max} \leq \text{Min} \left[\frac{5928}{v_m(z)}; 250 \right]$.

5. OUTRAS ACÇÕES

5.1.ACÇÃO DO GELO E NEVE

Em mastros tubulares a acção do gelo tem consequências no acréscimo de área de exposição ao vento da própria estrutura e dos elementos que esta suporta.

O acréscimo de peso próprio da estrutura e conseqüente aumento do esforço axial terá que ser contabilizado no cálculo, no entanto o aumento de área de exposição ao vento é o factor mais penalizador.

No caso do mastro de 97.75m admitiu-se uma espessura de gelo de 20mm, ou seja, um acréscimo de 40mm ao diâmetro em cada nível. Relativamente ao coeficiente de forma considerou-se o mesmo que em situação sem gelo.

Segundo o Eurocódigo 1 a probabilidade de ocorrer simultaneamente a acção de vento máxima em situação de gelo é reduzida, por este motivo é aconselhável a aplicação dos coeficientes de redução, em função da acção de base para combinar a acção do vento e do gelo.

5.2.ACÇÃO DA TEMPERATURA

Os mastros metálicos são estruturas isostáticas e por este motivo o aumento de temperatura uniforme ao longo do perímetro do mastro não induz esforços na estrutura. No entanto, a exposição da estrutura ao sol poderá causar uma diferença de temperatura considerável(15) entre o semi-perímetro exposto ao sol e o restante à sombra, tendo sido reportados alguns problemas de mastros até 50m de suporte de telecomunicações que sofrem deslocamentos no topo segundo a horizontal com cerca de 20 a 30cm resultantes da exposição ao sol e que normalmente são tratados como defeitos de montagem. No entanto após observação e levantamento topográfico constata-se que a flecha varia de direcção ao longo do dia. Este fenómeno poderá por em causa o funcionamento da estrutura, principalmente em estruturas de telecomunicações que exigem um perfeito alinhamento das antenas. Uma forma de atenuar o efeito da radiação solar é recorrendo a pintura da superfície da torre com cores claras para diminuir a absorção da radiação e aumentar a sua reflexão.

No caso de mastros meteorológicos a diferença de temperatura não causa qualquer problema aos equipamentos de medição.

6. ENFUNAMENTO OU ENCURVADURA LOCAL

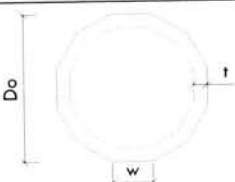
A encurvadura local ou enfundamento de secções poligonais ocas poderá ocorrer frequentemente, sendo por isso necessário avaliar a capacidade resistente de secções em função da sua esbelteza e da qualidade do aço. Para análise do fenómeno de encurvadura serão propostos dois métodos: um com base na norma europeia (5) e outro com base na norma americana ASCE (6). A apresentação do método da norma americana deve-se ao facto de que até ao ano 2000 não existia outro método para análise deste tipo de secções e pela facilidade de cálculo no dimensionamento da secção quando comparado com o método da norma europeia.

6.1.MÉTODO DA ASCE

A avaliação da encurvadura local para este tipo de estruturas é abordada no Manual ASCE/SEI 48-05 (American Society of Civil Engineers – Design of Steel Pole Structures) onde é proposta a redução da tensão máxima admissível a partir de uma dada esbelteza e em função do tipo de material.

O método de verificação presente no manual referido baseia-se em resultados experimentais de ensaios de flexão e axiais em secções de tubo de secção poligonal constante cuja análise posterior permitiu aos investigadores a determinação de expressões que traduzem a diminuição da capacidade resistente das peças em função do número de faces, esbelteza e qualidade de aço.

Quadro 11- Tensão admissível limitada por a instabilidade local de acordo com a ASCE

Tipo de secção	Tensão máxima admissível na fibra mais afastada	
	Expressões da ASCE (Unidades Sistema métrico)	
Secção Octogonal (ângulo de quinagem=45°)	$F_a = F_y$ $F_a = 1.42 \times F_y \left(1.0 - 0.0004368 \sqrt{F_y} \frac{w}{t} \right)$ $F_a = \frac{724362}{\left(\frac{w}{t} \right)^2}$	$\frac{w}{t} \leq \frac{681.2}{\sqrt{F_y}}$ $\frac{681.2}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{w}{t} \leq \frac{916.1}{\sqrt{F_y}}$ $\frac{w}{t} > \frac{916.1}{\sqrt{F_y}}$
Secção Dodecagonal (ângulo de quinagem=30°)	$F_a = F_y$ $F_a = 1.45 \times F_y \left(1.0 - 0.0004943 \sqrt{F_y} \frac{w}{t} \right)$ $F_a = \frac{724362}{\left(\frac{w}{t} \right)^2}$	$\frac{w}{t} \leq \frac{626.4}{\sqrt{F_y}}$ $\frac{626.4}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{w}{t} \leq \frac{976.1}{\sqrt{F_y}}$ $\frac{w}{t} > \frac{976.1}{\sqrt{F_y}}$
Secção Hexagonal (ângulo de quinagem=22.5°)	$F_a = F_y$ $F_a = 1.42 \times F_y \left(1.0 - 0.0005249 \sqrt{F_y} \frac{w}{t} \right)$ $F_a = \frac{724362}{\left(\frac{w}{t} \right)^2}$	$\frac{w}{t} \leq \frac{561.2}{\sqrt{F_y}}$ $\frac{561.2}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{w}{t} \leq \frac{1075.3}{\sqrt{F_y}}$ $\frac{w}{t} > \frac{1075.3}{\sqrt{F_y}}$
Secção Circular	Compressão	
	$F_a = F_y$ $F_a = 0.75 \times F_y + \frac{6555}{D_0} \frac{D_0}{t}$	$\frac{D_0}{t} \leq \frac{26220}{F_y}$ $\frac{41400}{F_y} \leq \frac{D_0}{t} \leq \frac{82800}{F_y}$
	Flexão	
	$F_a = F_y$ $F_a = 0.70 \times F_y + \frac{12420}{D_0} \frac{D_0}{t}$	$\frac{D_0}{t} \leq \frac{41400}{F_y}$ $\frac{41400}{F_y} \leq \frac{D_0}{t} \leq \frac{82800}{F_y}$
	<p>w - largura da face do polígono (mm) t - espessura da secção (mm) D₀ - diâmetro da secção média (mm) F_y - tensão de cedência (MPa) F_a - tensão máxima limitada pela encurvadura local (MPa)</p>	

No caso de verificação de secções com número de faces diferente das acima referidas a tensão admissível pode ser aproximada da seguinte forma:

- 1- Caso a secção possua um ângulo de quinagem superior ou intermédio aos ângulos definidos nas expressões anteriores deverá tomar-se a expressão correspondente a um ângulo imediatamente inferior ao desejado.
- 2- Caso a secção possua ângulos de quinagem inferiores aos das expressões anteriores deverá utilizar-se as expressões para secções circulares.

As expressões de verificação de uma dada secção resultam da combinação das tensões de tangenciais com as tensões normais segundo o critério de Hencky-Mises:

$$\left(\frac{N_{sd,x}}{A} + \frac{M_{sd,x}}{W_x} + \frac{M_{sd,y}}{W_y} \right) + 3 \cdot \left(\frac{V_{sd}}{A_c} + \frac{T_{sd}}{J_t} \right) \leq F_y^2 \text{ ou } F_a^2, \text{ em que} \quad (6.1)$$

$N_{sd,x}$ – Esforço Axial

A – Área bruta

$M_{sd,x}$ – valor de cálculo do momento flector segundo o eixo dos xx's

$M_{sd,y}$ – valor de cálculo do momento flector segundo o eixo dos yy's

V_{sd} – Esforço de corte

A_c – Área de corte

T_{sd} – Momento torsor

J_t – Módulo de torção

Em secções de contorno fechado o módulo de torção é igual a:

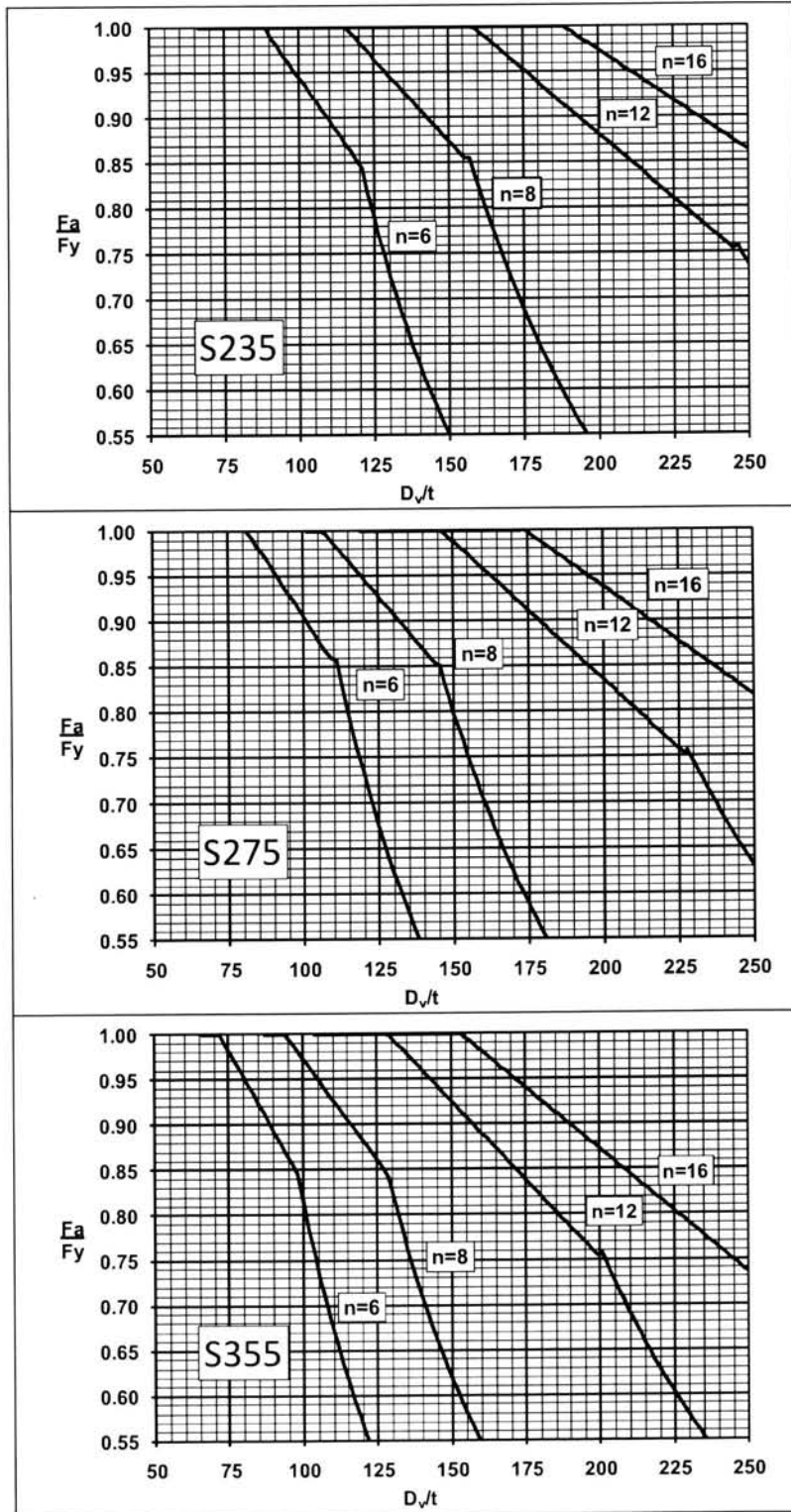
$$J_t = 2 \cdot A_{media} \cdot e_m, \text{ em que} \quad (6.2)$$

A_{media} – área definida pelo contorno médio da secção

e_m – espessura média da secção

Os esforços para uma dada combinação deverão ser conjugados devidamente para um dado ponto.

Quadro 12 – Ábacos resultantes da aplicação do método da ASCE.



6.2.MÉTODO DO EUROCÓDIGO 3 / EN-50341

A EN 50341 aborda o termo da encurvadura local com base nas definições do Eurocódigo 3 (8) classificando as secções de classe 3 ou 4. As secções de classe 3 são secções nas quais é permitido que a tensão calculada na fibra mais afastada atinja a tensão de cedência. As secções de classe 4 são secções nas quais o fenómeno de encurvadura local é passível de ocorrer obrigando a uma redução da secção efectiva. Enquanto no método do Manual da ASCE (6) limita a tensão máxima admissível na secção, o Eurocódigo 3 reduz a secção efectiva. Esta redução de secção é apresentada na EN 50341 (16) e na publicação do CTICM (3) sob a forma de ábacos prevendo apenas dois tipos de aço S235 e S355 e para dois tipos de esforços: flexão simples e compressão simples.

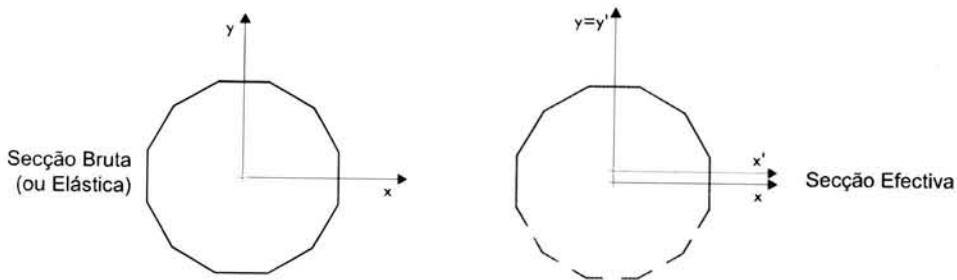


Figura 10 – Exemplificação da redução da área de uma secção poligonal sujeita a flexão simples segundo o eixo dos xx's.

6.2.1. ANÁLISE DE SECÇÕES DE CLASSE 4

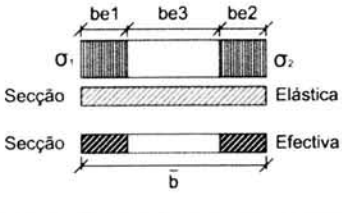
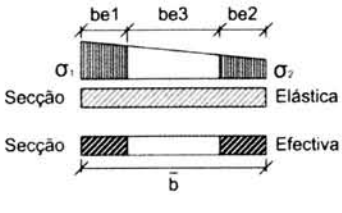
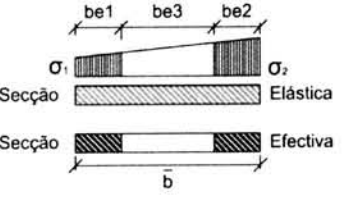
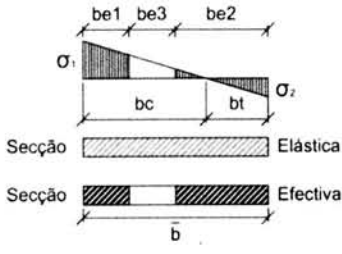
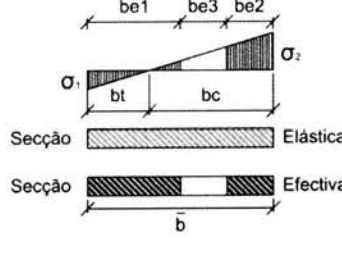
A análise de secções de classe 4 de acordo com o EC3 (8), obriga a uma análise detalhada de cada secção. Este processo não se torna compatível com a análise de uma estrutura que geralmente obriga ao cálculo de várias secções (por exemplo de 0,5 em 0,5m). Como forma de ultrapassar este processo e para soluções mais abrangentes do que as dos ábacos apresentados pela EN-50341 (16) apresenta-se neste capítulo um algoritmo programável desenvolvido pelo autor. Os ábacos existentes apenas permitem determinar a secção efectiva para cada esforço isoladamente, ou seja para flexão simples fornece a redução do módulo de flexão e para compressão fornece a redução de área, no caso de flexão composta não nos é indicada nenhuma solução. O algoritmo apresentado em seguida permitirá determinar as propriedades mecânicas da secção efectiva para flexão composta.

O cálculo das secções poligonais de classe 4 tem como base o quadro 4.1 da EN 1993-1-5 (5) para elementos internos comprimidos. No entanto este quadro necessita de algumas alterações de forma a poder tratar qualquer cenário de distribuição de tensões (Quadro 13).

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 \quad (6.3)$$

$$\psi = \begin{cases} \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}; \sigma_1 \geq \sigma_2 \\ \psi = \frac{\sigma_1}{\sigma_2}; \sigma_1 \leq \sigma_2 \end{cases} \quad (6.4)$$

Quadro 13 – Adaptação do Quadro 4.1 da EN 1993-1-5:2006 (5) para Elementos Internos Comprimidos

$\sigma_1 \geq \sigma_2$		$\sigma_1 < \sigma_2$	
	$\psi = 1$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = 0.5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0.5 b_{eff}$ $b_{e3} = \bar{b} - b_{eff}$		
	$1 > \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$ $b_{e3} = \bar{b} - b_{eff}$		$1 > \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = b_{eff} - b_{e2}$ $b_{e2} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff}$ $b_{e3} = \bar{b} - b_{eff}$
	$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \frac{\bar{b}}{1 - \psi}$ $b_{e1} = 0.4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0.6 b_{eff} + b_t$ $b_{e3} = \bar{b} - b_{eff}$ $b_t = \bar{b} - \frac{\bar{b}}{1 - \psi}$		$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \frac{\bar{b}}{1 - \psi}$ $b_{e1} = 0.6 b_{eff} + b_t$ $b_{e2} = 0.4 b_{eff}$ $b_{e3} = \bar{b} - b_{eff}$ $b_t = \bar{b} - \frac{\bar{b}}{1 - \psi}$

Em que,

$$\rho = \begin{cases} 1.0 & ; \lambda_p \leq 0.748 \\ \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188}{\bar{\lambda}_p^2} & ; \lambda_p > 0.748 \end{cases} \quad (6.5)$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} \quad (6.6)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (6.7)$$

$$k_{\sigma} = \begin{cases} 4.0 & ; \psi = 1.0 \\ \frac{8.2}{1.05 + \psi} & ; 1.0 > \psi > 0 \\ 7.81 & ; \psi = 0 \\ 7.81 - 6.29 \cdot \psi + 9.78 \cdot \psi^2 & ; 0 > \psi > -1 \\ 23.9 & ; \psi = -1.0 \\ 5.98 \cdot (1 - \psi)^2 & ; -1 < \psi < -3 \end{cases} \quad (6.8)$$

b – largura da face do polígono

t – espessura do polígono

λ_p – é a esbelteza da chapa ou face do polígono.

ρ – é o coeficiente de redução que depende da esbelteza da chapa λ_p

Na versão anterior da norma ENV 1993-1-1:2002 (17) no Quadro 5.3.2 a redução de secção ocorria para esbeltezas menores que na versão actual:

$$\rho = \begin{cases} 1.0 & ; \lambda_p \leq 0.673 \\ \frac{\bar{\lambda}_p - 0.22}{\bar{\lambda}_p^2} & ; \lambda_p > 0.673 \end{cases} \quad (6.9)$$

6.2.1.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E MECÂNICAS DE POLÍGONOS

As secções poligonais ocas aqui tratadas são regulares sendo apresentadas as expressões para determinação das suas propriedades mecânicas.

n – número de faces

$$\alpha = \frac{360}{n} = \frac{2 \cdot \pi}{n} \quad (6.10)$$

$$b = w = 2 \times \frac{D}{2} \times \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right) \Leftrightarrow w = D \times \operatorname{tg}\left(\frac{2 \cdot \pi}{2 \cdot n}\right) \Leftrightarrow w = D \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{n}\right) \quad (6.11)$$

As coordenadas dos vértices do polígono poderão ser obtidas da seguinte forma:

$$\begin{cases} x_i = \frac{D}{2} \times \cos\left(-\frac{\alpha}{2} + i \times \alpha\right) \\ y_i = \frac{D}{2} \times \operatorname{sen}\left(-\frac{\alpha}{2} + i \times \alpha\right) \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} x_i = \frac{D}{2} \times \cos[2\pi \cdot (2i - 1)] \\ y_i = \frac{D}{2} \times \operatorname{sen}[2\pi \cdot (2i - 1)] \end{cases} \quad (6.12)$$

O cálculo de características geométricas e mecânicas de figuras de contorno fechado que será apresentado em seguida baseia-se no método exposto por Reznicek (18). Este método permite determinar vários parâmetros geométricos de figuras de contorno fechado definidas por segmentos de rectas. Também pode ser aplicado a figuras compostas por segmentos de recta e curvas desde que se aproximem as curvas por troços rectos. Estas expressões são válidas para um conjunto de pontos numerados segundo os ponteiros dos relógios. As variáveis x_n e y_n representam as coordenadas do ponto n.

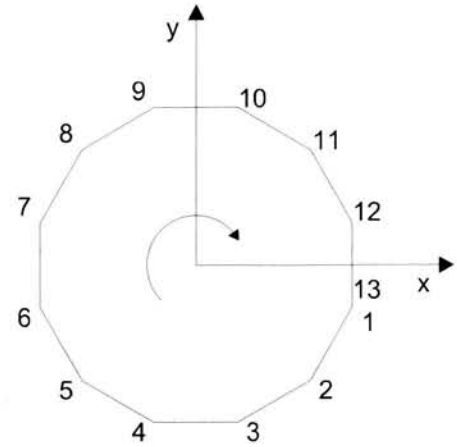


Figura 11 – Polígono de 12 lados com 12+1 pontos numerados segundo o sentido dos ponteiros do relógio

Determinação da área de uma figura com n lados e n+1 pontos:

$$A = \sum_{i=1}^n \Delta A = \sum_{i=1}^n (x_{n+1} - x_n) \cdot (y_{n+1} + y_n) / 2 \quad (6.13)$$

Determinação do momento estático de uma figura com n lados:

$$S_x = \sum_{i=1}^n \Delta S_x = \sum_{i=1}^n [(x_{n+1} - x_n) / 8] \cdot [(y_{n+1} + y_n)^2 + (y_{n+1} - y_n)^2 / 8] \quad (6.14)$$

$$S_y = \sum_{i=1}^n \Delta S_y = \sum_{i=1}^n [(y_{n+1} - y_n) / 8] \cdot [(x_{n+1} + x_n)^2 + (x_{n+1} - x_n)^2 / 8] \quad (6.15)$$

Determinação do momento de inércia de uma figura com n lados:

$$I_x = \sum_{i=1}^n \Delta I_x = \sum_{i=1}^n [(x_{n+1} - x_n) \cdot (y_{n+1} + y_n)^2 / 24] \cdot [(y_{n+1} + y_n)^2 + (y_{n+1} - y_n)^2] \quad (6.16)$$

$$I_y = \sum_{i=1}^n \Delta I_y = \sum_{i=1}^n [(y_{n+1} - y_n) \cdot (x_{n+1} + x_n)^2 / 24] \cdot [(x_{n+1} + x_n)^2 + (x_{n+1} - x_n)^2] \quad (6.17)$$

$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \left(K \cdot \left(D_{o,2} \sqrt{\frac{t_2}{t_1}} \right)^3 \cdot t_1 \right) = 2 \cdot \left(K \cdot D_{o,2}^3 \cdot t_2 \right) \\ D_{o,2}^3 \sqrt{\frac{t_2}{t_1}} \cdot \frac{t_2}{t_1} \cdot t_1 = 2 \cdot D_{o,2}^3 \cdot t_2 \end{array} \right. \Leftrightarrow$$

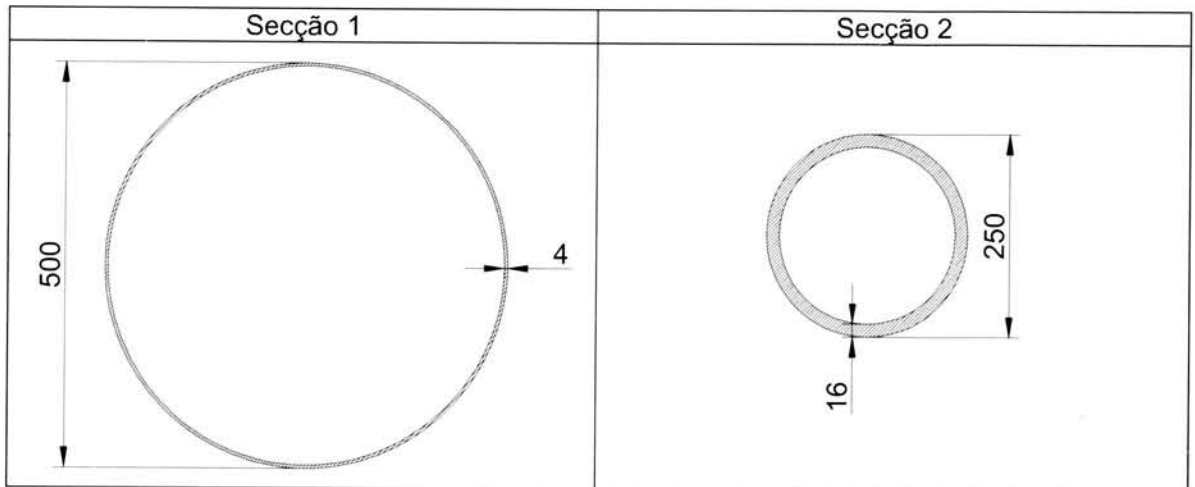
$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_{o,1} = D_{o,2} \sqrt{\frac{t_2}{t_1}} \\ \frac{t_2}{t_1} = 4 \end{array} \right. \Rightarrow \therefore \left\{ \begin{array}{l} D_{o,1} = 2 \cdot D_{o,2} \\ t_1 = \frac{t_2}{4} \end{array} \right.$$

Conclui-se que para duas secções de resistência equivalente e rigidez na razão de 2 a secção mais rígida (secção 1) terá o dobro do diâmetro e um quarto de espessura.

A relação entre pesos será:

$$\frac{P_1}{P_2} = \frac{K_C \cdot D_{o,1} \cdot t_1}{K_C \cdot D_{o,2} \cdot t_2} \Leftrightarrow \frac{P_1}{P_2} = \frac{K_C \cdot 2 \cdot D_{o,2}^2 \cdot \frac{t_2}{4}}{K_C \cdot D_{o,2}^2 \cdot t_2} \Leftrightarrow \frac{P_1}{P_2} = \frac{1}{2} \quad (7.14)$$

7.1.1. EXEMPLO



$$\left\{ \begin{array}{l} I_{x_1} = 0.393 \cdot D_{o,1}^3 \cdot t_1 = 0.393 \times 0.50^3 \times 0.004 \\ w_{x_1} = \frac{I_{x_1}}{(D_{o,1} - t_1)/2} = \frac{1.965 \times 10^{-4}}{(0.500 - 0.004)/2} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} I_{x_2} = 0.393 \cdot D_{o,2}^3 \cdot t_2 = 0.393 \times 0.25^3 \times 0.016 \\ w_{x_2} = \frac{I_{x_2}}{(D_{o,2} - t_2)/2} = \frac{1.965 \times 10^{-5}}{(0.250 - 0.016)/2} \end{array} \right. \Leftrightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{x_1} = 1.965 \times 10^{-4} m^4 \\ w_{x_1} = 7.92 \times 10^{-4} m^3 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} I_{x_2} = 9.825 \times 10^{-5} m^4 \\ w_{x_2} = 8.3974 \times 10^{-4} m^3 \end{array} \right.$$

$$P_1 = 3.14 \cdot D_{o,1} \cdot t_1 = 3.14 \times 0.50 \times 0.004 \times 7850 \Leftrightarrow P_1 = 3.14 \cdot D_{o,1} \cdot t_1 = 3.14 \times 0.250 \times 0.016 \times 7850 \Leftrightarrow$$

$$P_1 \approx 49.3 \text{ kg/m} \quad P_1 \approx 98.6 \text{ kg/m}$$

Rectângulo a descontar:

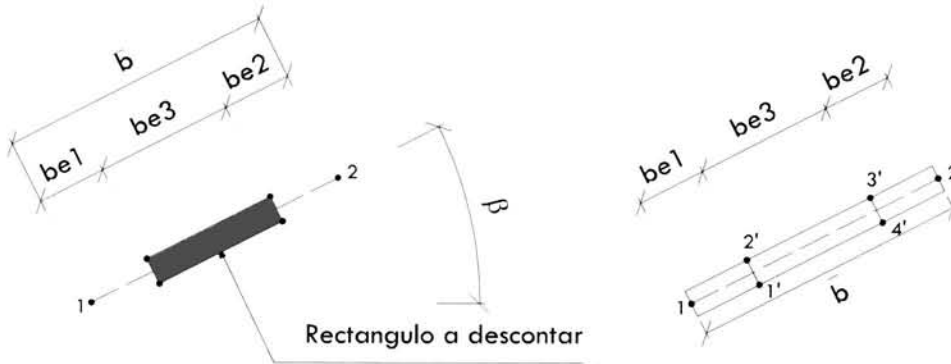


Figura 12 – Esquema genérico de uma face de um polígono

$$\begin{aligned} x_{1'} &= x_1 + b_{e1} \cdot \cos \beta - t / 2 \cdot \text{sen} \beta & x_{2'} &= x_1 + (b_{e1} + b_{e3}) \cdot \cos \beta + t / 2 \cdot \text{sen} \beta \\ y_{1'} &= y_1 + b_{e1} \cdot \sin \beta + t / 2 \cdot \cos \beta & y_{2'} &= y_1 + (b_{e1} + b_{e3}) \cdot \sin \beta - t / 2 \cdot \cos \beta \\ x_{3'} &= x_1 + (b_{e1} + b_{e3}) \cdot \cos \beta - t / 2 \cdot \text{sen} \beta & x_{4'} &= x_1 + (b_{e1}) \cdot \cos \beta + t / 2 \cdot \text{sen} \beta \\ y_{3'} &= y_1 + (b_{e1} + b_{e3}) \cdot \sin \beta + t / 2 \cdot \cos \beta & y_{4'} &= y_1 + (b_{e1}) \cdot \sin \beta - t / 2 \cdot \cos \beta \end{aligned}$$

5. Após determinar as coordenadas dos vários rectângulos a remover, as características da secção efectiva poderá ser obtida a partir das seguintes expressões:

$$A_{\text{efectiva}} = A - \sum A_{\text{rec tan gulo}_i} \quad (6.21)$$

$$S_{x,\text{efectivo}} = S_x - \sum S_{x,\text{rec tan gulo}_i} \quad (6.22)$$

$$S_{y,\text{efectivo}} = S_y - \sum S_{y,\text{rec tan gulo}_i} \quad (6.23)$$

$$CG_{x,\text{conjunto_rec tan gulos}} = \frac{\sum S_{y,\text{rec tan gulo}_i}}{\sum A_{\text{rec tan gulo}_i}} \quad (6.24)$$

$$CG_{y,\text{conjunto_rec tan gulos}} = \frac{\sum S_{x,\text{rec tan gulo}_i}}{\sum A_{\text{rec tan gulo}_i}} \quad (6.25)$$

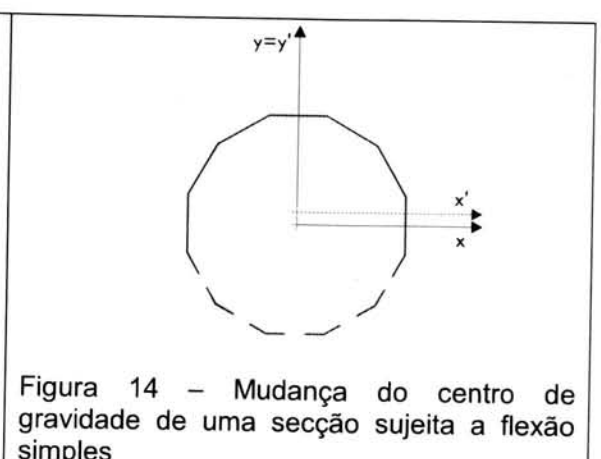
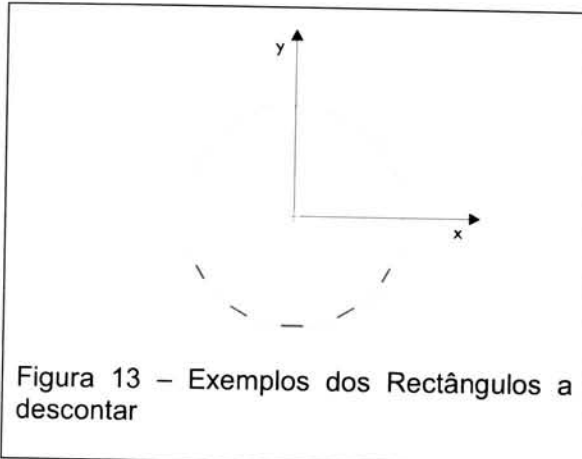
$$I_{x,\text{efectivo}} = I_x - \sum I_{x,\text{rec tan gulo}_i} - \sum A_{\text{rec tan gulo}_i} \times [CG_{y,\text{conjunto_rec tan gulos}}]^2 \quad (6.26)$$

$$I_{y,\text{efectivo}} = I_y - \sum I_{y,\text{rec tan gulo}_i} - \sum A_{\text{rec tan gulo}_i} \times [CG_{x,\text{conjunto_rec tan gulos}}]^2 \quad (6.27)$$

Verifica-se que a secção quando solicitada à flexão simples, desviada ou composta resulta uma secção efectiva assimétrica aumentado a distância desde o centro à fibra mais afastada, ora vejamos:

$$W_{x,\text{efectivo}} = \frac{I_{x,\text{efectivo}}}{D_{\text{exterior}}/2 + \|CG_{y,\text{conjunto_rec tan gulos}}\|} \quad (6.28)$$

$$W_{y,\text{efectivo}} = \frac{I_{y,\text{efectivo}}}{D_{\text{exterior}}/2 + \|CG_{x,\text{conjunto_rec tan gulos}}\|} \quad (6.29)$$



A secção final, aqui designada como secção efectiva já se encontra definida e torna-se possível determinar as tensões máximas da secção. A norma EN50341 (16) propõe a seguinte expressão para verificação de segurança de secções de classe 4:

$$\frac{N_{sd}}{A_{eff}} + \frac{M_{sd}}{W_{eff}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad , \text{em que} \quad (6.30)$$

N_{sd} – esforço axial de cálculo

M_{sd} – momento flector de cálculo

γ_{M1} – coeficiente parcial de segurança do material

Alternativamente poderemos combinar os esforços e determinar a tensão resultante segundo o critério de Hencky-Mises conforme proposto na equação (6.1):

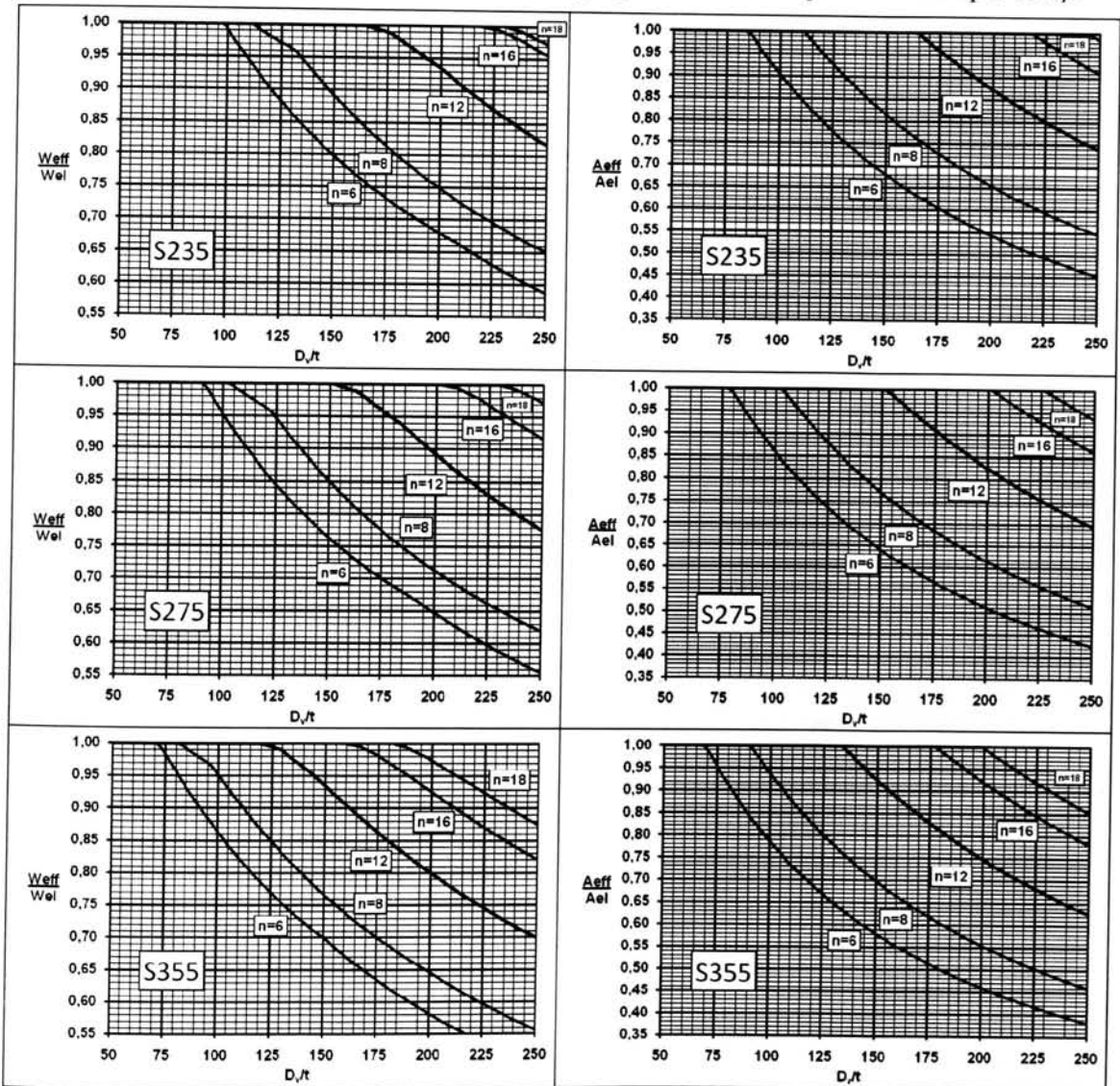
$$\left(\frac{N_{sd,x}}{A} + \frac{M_{sd,x}}{W_x} + \frac{M_{sd,y}}{W_y} \right) + 3 \cdot \left(\frac{V_{sd}}{A_c} + \frac{T_{sd}}{Jt} \right) \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad , \text{em que} \quad (6.31)$$

6.2.1.3. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

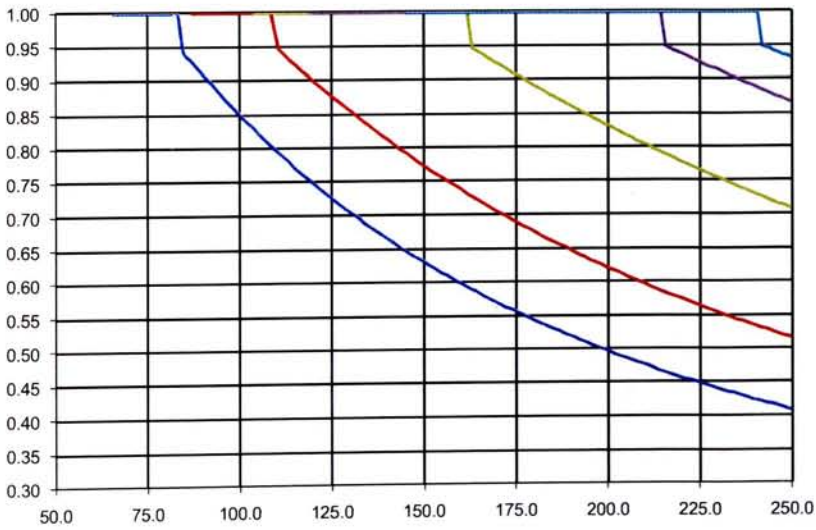
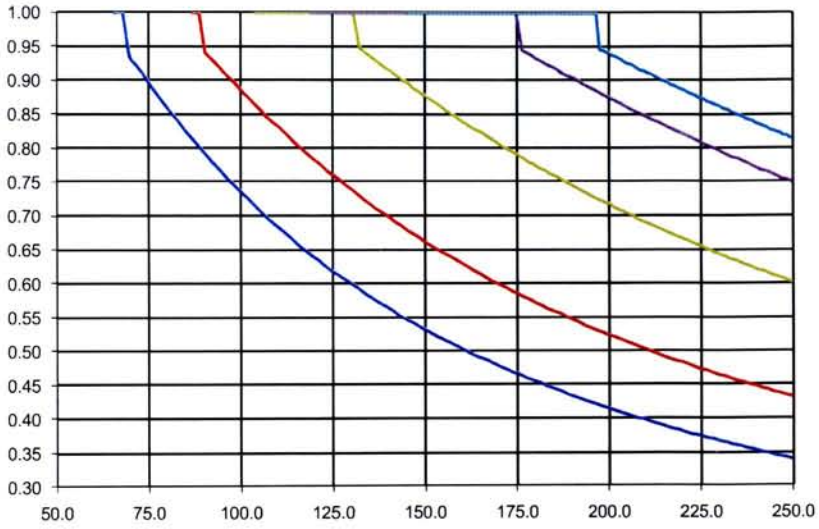
Dada a complexidade da determinação da secção efectiva tornou-se necessário desenvolver um programa que mediante a introdução de alguns parâmetros determinasse as características geométricas e mecânicas da secção efectiva. A validação do programa de cálculo passou por simular várias secções e com base nos resultados traçar os ábacos correspondentes e por fim compará-los com os ábacos propostos na EN 50341 (16) e na publicação do CTICM (3).

Os ábacos publicados pelo CTICM (3) e os da EN 50341 (16) foram determinados com base na equação (8.7) daí a pequena diferença entre os ábacos do Quadro 14 e os das publicações referidas.

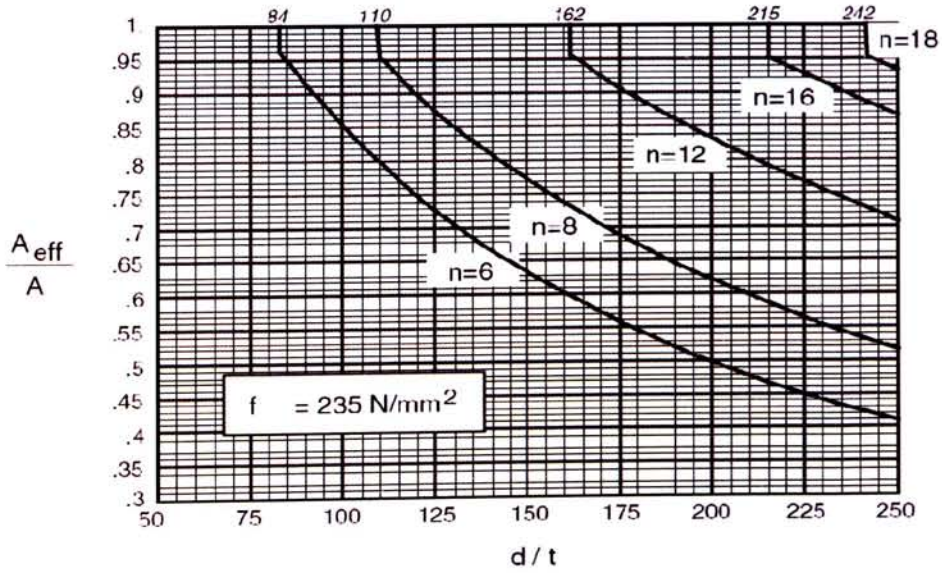
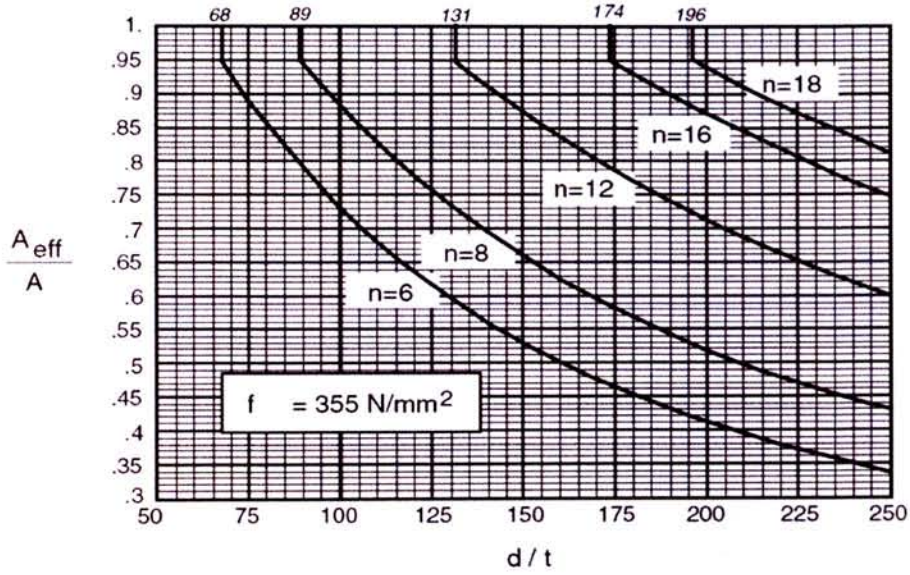
Quadro 14 – Ábacos resultantes da aplicação do programa de cálculo para diversos tipos de aço



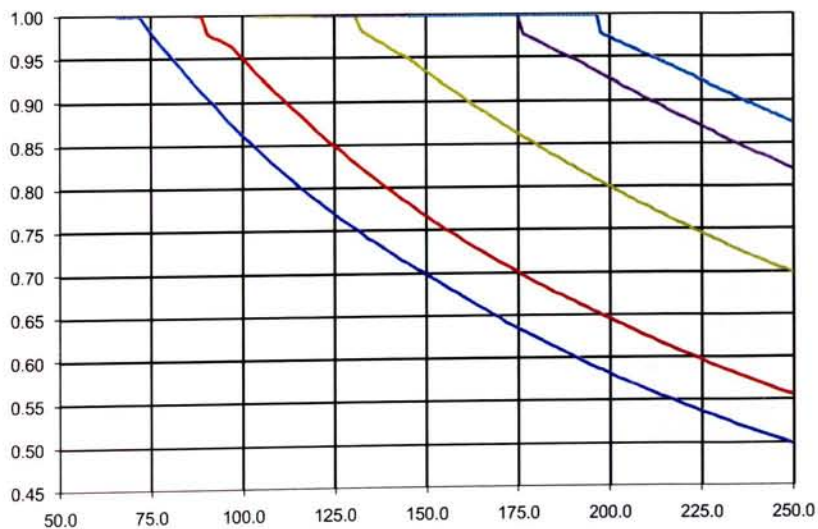
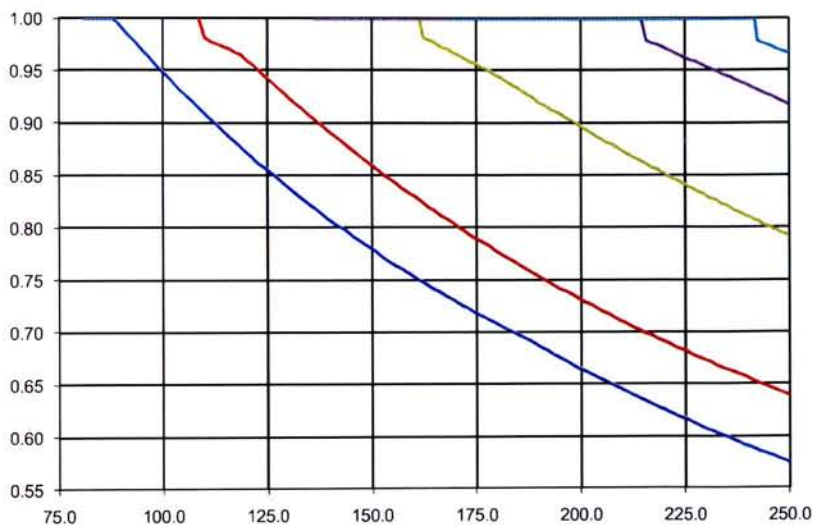
Quadro 15 – Ábacos obtidos a partir do programa de cálculo para diversos tipos de aço aplicando a expressão (6.13) igual às recomendações do CTICM para esforços axiais.



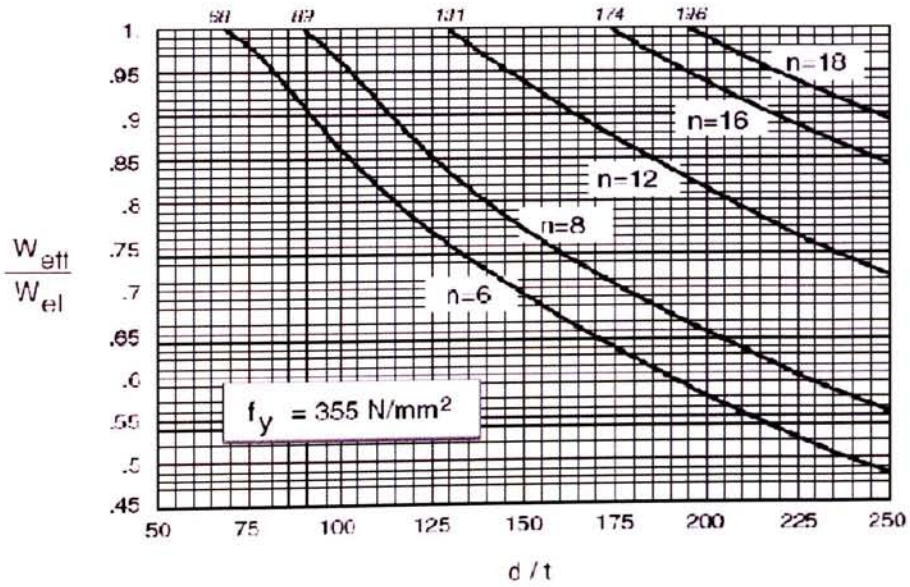
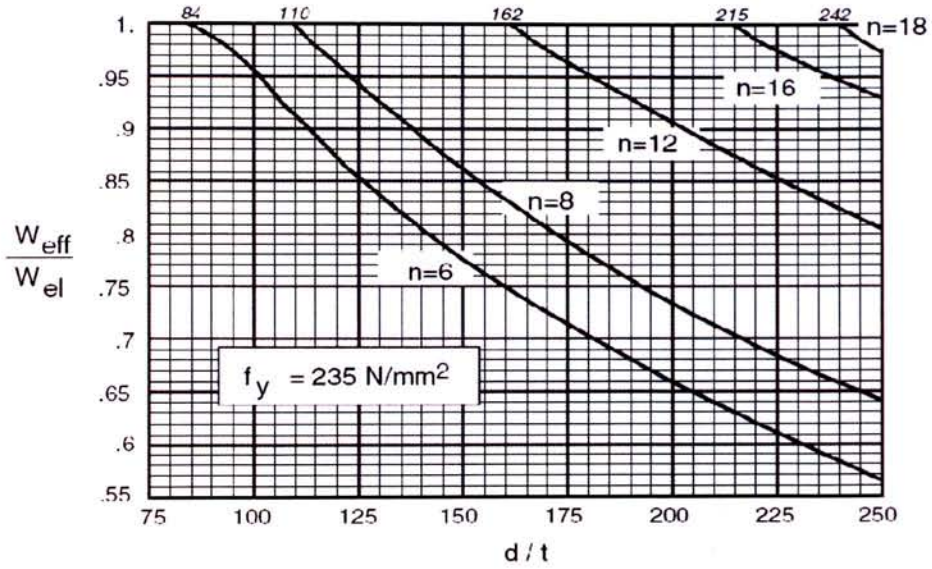
Quadro 16 – Ábacos publicados pela CTICM (3) e na EN 50341(16)



Quadro 17 – Ábacos obtidos a partir do programa de cálculo para diversos tipos de aço aplicando a expressão (6.13) igual às recomendações do CTICM para esforços de flexão.



Quadro 18 – Ábacos publicados pela CTICM (3) e na EN 50341(16)



Verifica-se que os resultados do programa tanto para esforços de flexão como para esforços axiais são muito próximos dos ábacos propostos pela CTICM, o que permite validar o algoritmo proposto.

Relativamente aos dois métodos propostos pela ASCE e pela EN50341, comparando os quadros Quadro 14 e Quadro 15 constata-se que o método da norma americana é mais conservativo reduzindo consideravelmente a tensão admissível quando a esbelteza excede as seguintes condições:

Tipo de secção	Esbelteza a partir da qual a tensão admissível diminui na razão: $\frac{1}{\left(\frac{w}{t}\right)^2}$
Secção Octogonal	$\frac{w}{t} > 916.11 / \sqrt{F_y}$
Secção Dodecagonal	$\frac{w}{t} > 976.1 / \sqrt{F_y}$
Secção Hexagonal	$\frac{w}{t} > 1075.3 / \sqrt{F_y}$

7.

CLASSES DE AÇO

As classes de aço disponíveis no mercado são muito diversas e encontram-se descritas no Quadro 7 da norma EN 10025-2:2004:

Designation		Minimum yield strength R_{eH} ^a MPa ^b									Tensile strength R_m ^a MPa ^b				
		Nominal thickness mm									Nominal thickness mm				
According EN 10027-1 and CR 10260	According EN 10027-2	≤ 16	> 16 ≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 80	> 80 ≤ 100	> 100 ≤ 150	> 150 ≤ 200	> 200 ≤ 250	> 250 ≤ 400 ^c	< 3	≥ 3 ≤ 100	> 100 ≤ 150	> 150 ≤ 250	> 250 ≤ 400 ^c
S235JR	1.0038	235	225	215	215	215	195	185	175	-	360 to 510	360 to 510	350 to 500	340 to 490	-
S235J0	1.0114	235	225	215	215	215	195	185	175	-	360 to 510	360 to 510	350 to 500	340 to 490	-
S235J2	1.0117	235	225	215	215	215	195	185	175	165	360 to 510	360 to 510	350 to 500	340 to 490	330 to 480
S275JR	1.0044	275	265	255	245	235	225	215	205	-	430 to 580	410 to 560	400 to 540	380 to 540	-
S275J0	1.0143	275	265	255	245	235	225	215	205	-	430 to 580	410 to 560	400 to 540	380 to 540	-
S275J2	1.0145	275	265	255	245	235	225	215	205	195	430 to 580	410 to 560	400 to 540	380 to 540	380 to 540
S355JR	1.0045	355	345	335	325	315	295	285	275	-	510 to 680	470 to 630	450 to 600	450 to 600	-
S355J0	1.0553	355	345	335	325	315	295	285	275	-	510 to 680	470 to 630	450 to 600	450 to 600	-
S355J2	1.0577	355	345	335	325	315	295	285	275	265	510 to 680	470 to 630	450 to 600	450 to 600	450 to 600
S355K2	1.0580	355	345	335	325	315	295	285	275	265	510 to 680	470 to 630	450 to 600	450 to 600	450 to 600
S450 ^d	1.0590	450	430	410	390	380	380	-	-	-	-	550 to 720	530 to 700	-	-

^a For plate, strip and wide flats with widths ≥ 600 mm the direction transverse (t) to the rolling direction applies. For all other products the values apply for the direction parallel (l) to the rolling direction.

^b 1 MPa = 1 N/mm².

^c The values apply to flat products.

^d Applicable for long products only.

Deste quadro em termos de resistência nominal identificam-se 4 tipos de aço diferentes: S235, S275, S355 e S450.

O provisionamento de aço na qualidade S355 em chapa laminada é difícil, requerendo por vezes a uma reserva com uma antecedência de cerca de 6 meses de forma a garantir um preço não especulativo. O aço da qualidade S450 é ainda mais raro que o S355 logo o seu provisionamento é mais complexo.

Dada a variedade na oferta de aço convém determinar qual a economia na utilização de aços mais resistentes. Numa primeira análise podemos comparar a relação percentual entre a tensão de cedência dos 4 aços (Quadro 19)

$\sigma_1 \backslash \sigma_2$	S235	S275	S355	S450
S235	0%	17%	51%	91%
S275	-15%	0%	29%	64%
S355	-34%	-23%	0%	27%
S450	-48%	-39%	-21%	0%

Quadro 19 – Relação percentual entre a tensão de cedência das várias classes de aço

Do Quadro 19 verifica-se que o S275 é mais resistente que o S235 em 17% e o S355 é cerca de 51% superior relativamente ao primeiro. Este raciocínio seria válido para comparar duas secções de geometria igual mas de qualidade de aço diferente, no entanto é possível que para uma dada secção em S275 determinar uma secção de resistência equivalente em S235 e posteriormente verificar qual o agravamento em termos de peso. Dado que o tipo de estruturas abordado neste trabalho estão sujeitas essencialmente a esforços de flexão entende-se por uma secção resistente equivalente uma secção com o momento flector resistente igual.

Para este estudo comparativo torna-se útil o recurso a uma tabela do manual da ASCE onde se apresentam várias expressões para o cálculo de secções poligonais (Figura 15).

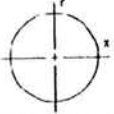
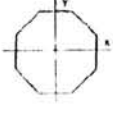
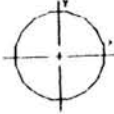
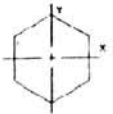
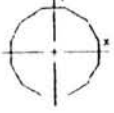
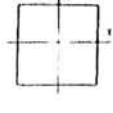
<p>ROUND</p>  <p>$A_g = 3.14 (D)(t)$ $I_x = I_y = 0.393(D)^3(t)$ $C_x = 0.5(D + t)\cos(a)$ $C_y = 0.5(D + t)\sin(a)$</p>	<p>OCTAGONAL</p>  <p>$A_g = 3.32 (D)(t)$ $I_x = I_y = 0.438(D)^3(t)$ $C_x = 0.541(D + t)\cos(a)$ $C_y = 0.541(D + t)\sin(a)$ $a = 22.5, 67.5 \text{ degrees}$</p>
<p>HEXDECAGONAL</p>  <p>$A_g = 3.19 (D)(t)$ $I_x = I_y = 0.403(D)^3(t)$ $C_x = 0.510(D + t)\cos(a)$ $C_y = 0.510(D + t)\sin(a)$ $a = 11.25, 33.75, 56.25, 78.75 \text{ degrees}$</p>	<p>HEXAGONAL</p>  <p>$A_g = 3.46 (D)(t)$ $I_x = I_y = 0.481(D)^3(t)$ $C_x = 0.577(D + t)\cos(a)$ $C_y = 0.577(D + t)\sin(a)$ $a = 30, 90 \text{ degrees}$</p>
<p>DODECAGONAL</p>  <p>$A_g = 3.22 (D)(t)$ $I_x = I_y = 0.411(D)^3(t)$ $C_x = 0.518(D + t)\cos(a)$ $C_y = 0.518(D + t)\sin(a)$ $a = 15, 45, 75 \text{ degrees}$</p>	<p>SQUARE</p>  <p>$A_g = 4.00 (D)(t)$ $I_x = I_y = 0.666(D)^3(t)$ $C_x = 0.707(D + t)\cos(a)$ $C_y = 0.707(D + t)\sin(a)$ $a = 45 \text{ degrees}$</p>

Figura 15 – Extracto da tabela 2.1 do manual nº 72 da ASCE (2).

Ao observar a Figura 15 verifica-se que a inércia de uma secção poligonal depende da sua espessura (t), do diâmetro médio ao cubo (D_o^3) e de um factor constante que aqui designado por K.

$$I_x = K \cdot D_o^3 \cdot t \tag{7.1}$$

$$W_x \cong \frac{I_x}{D_o} \tag{7.2}$$

Para a maioria dos casos $D_0 \gg t$, logo $D_0 + t \approx D_0$ substituindo na expressão anterior (7.2):

$$W_X \cong \frac{I_X}{D_o} = \frac{K \cdot D_o^3 \cdot t}{D_o} \Leftrightarrow W_X \cong K \cdot D_o^2 \cdot t \quad (7.3)$$

Igualando os momentos resistentes das duas secções:

$$M_1 = M_2 \quad (7.4)$$

$$W_{X_1} \cdot \sigma_1 = W_{X_2} \cdot \sigma_2 \quad (7.5)$$

$$(K \cdot D_{o,1}^2 \cdot t_1) \cdot \sigma_1 = (K \cdot D_{o,2}^2 \cdot t_2) \cdot \sigma_2 \quad , \text{com } t_1 = t_2 = t \quad (7.6)$$

$$D_{o,1}^2 \cdot \sigma_1 = D_{o,2}^2 \cdot \sigma_2 \quad (7.7)$$

$$D_{o,2}^2 = \frac{D_{o,1}^2 \cdot \sigma_1}{\sigma_2} \Leftrightarrow D_{o,2} = \sqrt{\frac{D_{o,1}^2 \cdot \sigma_1}{\sigma_2}} \Leftrightarrow \quad (7.8)$$

$$\therefore \boxed{D_{o,2} = D_{o,1} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_1}{\sigma_2}}} \quad (7.9)$$

Conclui-se que basta aumentar ou diminuir o diâmetro da secção na razão de $\sqrt{\frac{\sigma_1}{\sigma_2}}$ para se obter uma secção equivalente. O agravamento de peso para obter uma secção equivalente é função da área da secção e esta por sua vez função do perímetro e da espessura. Demonstra-se que o seu peso final será também directamente proporcional a $\sqrt{\frac{\sigma_1}{\sigma_2}}$.

Peso da secção por metro linear:

$$P = \rho \cdot K' \cdot D_o \cdot t \quad (7.10)$$

Dividindo o peso da secção 1 pela secção 2 obtém-se:

$$\frac{P_2}{P_1} = \frac{\rho \cdot K' \cdot D_{o,2} \cdot t}{\rho \cdot K' \cdot D_{o,1} \cdot t} \quad \text{sabendo que } D_{o,2} = D_{o,1} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_1}{\sigma_2}}, \text{ então} \quad (7.11)$$

$$\frac{P_2}{P_1} = \frac{\rho \cdot K' \cdot D_{o,1} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_1}{\sigma_2}} \cdot t}{\rho \cdot K' \cdot D_{o,1} \cdot t} \quad (7.12)$$

$$\therefore \boxed{\frac{P_2}{P_1} = \sqrt{\frac{\sigma_1}{\sigma_2}}} \quad (7.13)$$

O agravamento de peso na proporção de $\left(1 - \sqrt{\frac{\sigma_1}{\sigma_2}}\right) \cdot 100\%$ será:

$\sigma_1 \backslash \sigma_2$	S235	S275	S355	S450
S235	0.0%	-8.2%	-22.9%	-38.4%
S275	7.6%	0.0%	-13.6%	-27.9%
S355	18.6%	12.0%	0.0%	-12.6%
S450	27.7%	21.8%	11.2%	0.0%

Quadro 20 – Relação percentual do peso entre secções de resistência à flexão equivalente em função da qualidade de aço

A partir do Quadro 20 podemos concluir que a economia de peso ao utilizar S355 em relação ao S275 é apenas de 12.0% isto porque com um pequeno acréscimo do diâmetro é possível obter uma secção com resistência equivalente apenas com um acréscimo de 12.0% de peso. Em termos de custo o S355 tem um acréscimo de preço em relação ao S275 de cerca de 0.10€/kg o que representa cerca de 10% do seu preço total dissipando-se a economia de peso com a sua utilização. Importa também referir que a fronteira para ocorrência de encurvadura local é função da esbelteza e da tensão de cedência do material, ou seja, quanto maior a tensão de cedência menor a esbelteza permitida para ser de Classe 3 (Quadro 21).

$$\frac{w}{t} \leq 42 \cdot \varepsilon \text{ com } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

	S235	S275	S355	S450
ε	1	0.924	0.814	0.723
42. ε	42.00	38.83	34.17	30.35

Quadro 21 – Valor de ε em função da qualidade do Aço.

Na prática a economia poderá não corresponder à totalidade dos valores do Quadro 20 quer pela redução de resistência das secções de Classe 4 quer pelo facto de as espessuras de chapa disponíveis no mercado variarem de forma não uniforme.

7.1.ESBELTEZA

No caso das estruturas de suporte de telecomunicações a utilização de aços de maior resistência conduz a estruturas mais flexíveis o que não é desejável do ponto de vista do funcionamento das antenas. Demonstra-se que uma secção equivalente ao nível resistente é mais rígida quanto maior for sua esbelteza D/t. Consideremos duas secções com resistência equivalente, leia-se módulos de flexão iguais, e com rigidez na razão de 2:

$$\begin{cases} W_{x_1} = W_{x_2} \\ I_{x_1} = 2 \cdot I_{x_2} \end{cases}, \text{ se considerarmos a aproximação da expressão (7.3)}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} (K_A \cdot D_{o,1}^2 \cdot t_1) = (K_A \cdot D_{o,2}^2 \cdot t_2) \\ (K_B \cdot D_{o,1}^3 \cdot t_1) = 2 \cdot (K_B \cdot D_{o,2}^3 \cdot t_2) \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} D_{o,1}^2 = D_{o,2}^2 \frac{t_2}{t_1} \\ \text{-----} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} D_{o,1} = D_{o,2} \sqrt{\frac{t_2}{t_1}} \\ \text{-----} \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{---} \\ K \cdot \left(D_{o,2} \sqrt{\frac{t_2}{t_1}} \right)^3 \cdot t_1 = 2 \cdot (K \cdot D_{o,2}^3 \cdot t_2) \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{---} \\ D_{o,2}^3 \sqrt{\frac{t_2}{t_1}} \cdot \frac{t_2}{t_1} \cdot t_1 = 2 \cdot D_{o,2}^3 \cdot t_2 \Leftrightarrow \end{array} \right. \\ \end{array} \right.$$

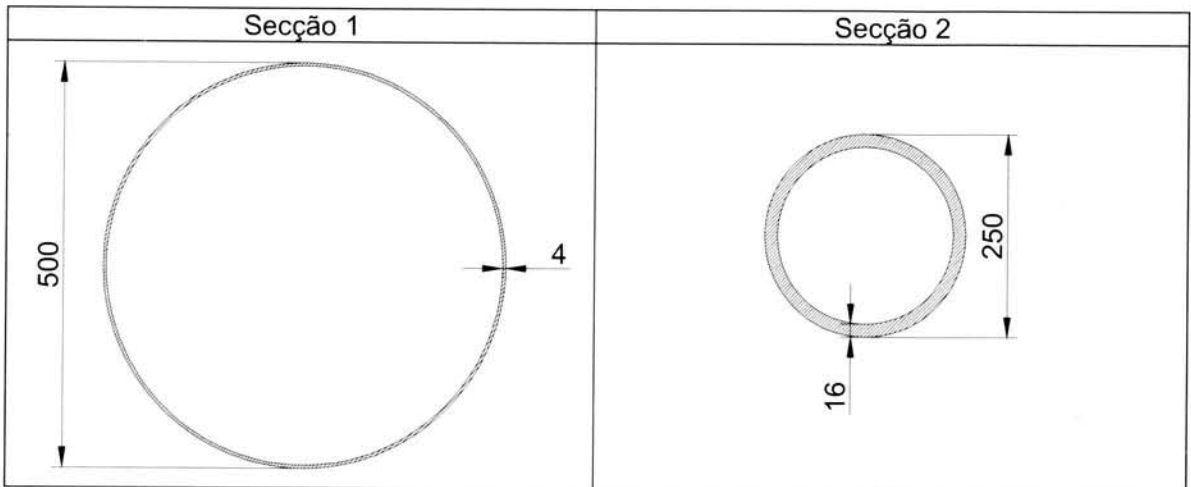
$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_{o,1} = D_{o,2} \sqrt{\frac{t_2}{t_1}} \\ \frac{t_2}{t_1} = 4 \end{array} \right. \Rightarrow \therefore \left\{ \begin{array}{l} D_{o,1} = 2 \cdot D_{o,2} \\ t_1 = \frac{t_2}{4} \end{array} \right.$$

Conclui-se que para duas secções de resistência equivalente e rigidez na razão de 2 a secção mais rígida (secção 1) terá o dobro do diâmetro e um quarto de espessura.

A relação entre pesos será:

$$\frac{P_1}{P_2} = \frac{K_C \cdot D_{o,1} \cdot t_1}{K_C \cdot D_{o,2} \cdot t_2} \Leftrightarrow \frac{P_1}{P_2} = \frac{K_C \cdot 2 \cdot D_{o,2}^2 \cdot \frac{t_2}{4}}{K_C \cdot D_{o,2}^2 \cdot t_2} \Leftrightarrow \frac{P_1}{P_2} = \frac{1}{2} \tag{7.14}$$

7.1.1. EXEMPLO



$$\left\{ \begin{array}{l} I_{x_1} = 0.393 \cdot D_{o,1}^3 \cdot t_1 = 0.393 \times 0.50^3 \times 0.004 \\ w_{x_1} = \frac{I_{x_1}}{(D_{o,1} - t_1)/2} = \frac{1.965 \times 10^{-4}}{(0.500 - 0.004)/2} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} I_{x_2} = 0.393 \cdot D_{o,2}^3 \cdot t_2 = 0.393 \times 0.25^3 \times 0.016 \\ w_{x_2} = \frac{I_{x_2}}{(D_{o,2} - t_2)/2} = \frac{1.965 \times 10^{-5}}{(0.250 - 0.016)/2} \end{array} \right. \Leftrightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{x_1} = 1.965 \times 10^{-4} m^4 \\ w_{x_1} = 7.92 \times 10^{-4} m^3 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} I_{x_2} = 9.825 \times 10^{-5} m^4 \\ w_{x_2} = 8.3974 \times 10^{-4} m^3 \end{array} \right.$$

$$P_1 = 3.14 \cdot D_{o,1} \cdot t_1 = 3.14 \times 0.50 \times 0.004 \times 7850 \Leftrightarrow P_1 = 3.14 \cdot D_{o,1} \cdot t_1 = 3.14 \times 0.250 \times 0.016 \times 7850 \Leftrightarrow$$

$$P_1 \approx 49.3 \text{ kg/m} \qquad P_1 \approx 98.6 \text{ kg/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{w_{x_1}}{w_{x_2}} = \frac{7.92}{8.3974} = 0.943 \\ \frac{I_{x_1}}{I_{x_2}} = \frac{1.965 \times 10^{-4}}{9.825 \times 10^{-5}} = 2.0 \\ \frac{P_1}{P_2} = \frac{49.3}{98.6} = 0.5 \end{array} \right.$$

Conclui-se que a secção 1 tem módulo de flexão duas vezes superior, metade do peso e aproximadamente a mesma resistência sendo sem dúvida uma secção mais económica e mais eficiente.

A secção ideal será a secção com maior esbelteza que verifica a capacidade resistente para as secções de classe 4, ou 3 se for o caso, e não excede o limite de esbelteza para ovalling.

7.2. FACTORES DE DECISÃO NA ESCOLHA DA CLASSE DE AÇO

A escolha da classe do aço deverá ter em conta os seguintes factores:

- Custo do aço e sua economia em função da relação $\sqrt{\frac{\sigma_1}{\sigma_2}}$
- Disponibilidade do material no mercado
- Prazo para aprovisionamento
- Limitações em termos de geometria tais como diâmetros máximos para transporte e galvanização ou até por razões estéticas por exemplo postes tubulares para suporte de catenárias. Os postes tubulares de suporte de catenárias de linha ferroviárias na maioria dos casos são limitados a um diâmetro na base igual ou inferior a 500mm de forma a reduzir o impacto visual. A resistência do é obtida por uma acréscimo substancial da espessura da parede da secção oca poligonal.
- Fenómenos de encurvadura local (enfundamento) ou fenómenos de “ovalling”. Segundo Helder Costa (19), que elaborou um trabalho de optimização de estruturas variando o diâmetro no topo e na base até obter a solução mais económica, tendo testado mais de 500 estruturas concluiu que em estruturas cuja acção principal é a acção do vento, tais como os mastros de telecomunicações, o ovalling é mais condicionante do que a redução efectiva de secções de Classe 4.
- Comportamento em estados limites de utilização: deflexão em serviço.

8. LIGAÇÕES POR ENCAIXE (SLIP JOINTS)

O tipo de ligação mais usual de mastros tubulares tronco-cónicos é a ligação por encaixe. A ligação por encaixe consiste na sobreposição da parte inferior de um elemento ou troço sobre a parte superior do elemento seguinte. As peças deverão ter exactamente o mesmo jorramento ou conicidade de forma a garantir o contacto perfeito das paredes (paredes paralelas). A traçagem das peças é por isso fundamental porque temos que garantir que o traçado teórico (de cálculo) é garantido aquando da concretização real da estrutura.

Durante a fase de dimensionamento, normalmente assume-se um diâmetro no topo, um diâmetro inferior e que o diâmetro do mastro varia linearmente segundo a seguinte expressão:

$$D(z) = D_{\text{sup}} + j_{\text{teo}} \times z \quad \text{em que,} \quad (8.1)$$

j_{teo} – é o jorramento teórico da peça definido por:

$$j = \frac{D_{\text{sup}} - D_{\text{inf}}}{h} \quad (8.2)$$

No entanto, na execução do projecto os troços têm que permitir o encaixe sendo necessária uma folga entre a secção fêmea e macho, resultando um jorramento ligeiramente diferente do de projecto:

$$j_{\text{real}} = j_{\text{teo}} + \frac{\left(2 \times \sum_{i=1}^{n-1} e_i\right) + (n-1) \times f}{h} \quad \text{em que,} \quad (8.3)$$

n – é o número de troços :

e_i – é a espessura do troço i

f – é a folga entre o diâmetro exterior da secção macho e o diâmetro interior da secção fêmea. Esta folga destina-se a prever a espessura da camada de protecção anti-corrosiva e tolerâncias de fabrico. São exemplos a pintura, galvanização e ovalização dos troços.

No caso do exemplo prático da torre de 97.75m a diferença entre a curva de resistência definida no dimensionamento e no traçado real é cerca de 6% superior no que diz respeito ao módulo de flexão para grande parte da estrutura e 0,7% inferior apenas na zona inferior do tramo de base (até aos 4m de altura). Desta forma o traçado real garante o dimensionamento desde que o tramo de base esteja ligeiramente folgado no respeitante à sua capacidade resistente.

O comprimento de sobreposição (overlapping length) segundo a norma europeia (16) e a antiga norma americana (2) deverá ser igual a 1.5 vezes o diâmetro da secção fêmea. Segundo as mesmas normas a verificação da ligação é dispensada desde que seja respeitada a condição anterior. O encaixe mínimo a garantir em obra deverá ser 1.35 vezes o diâmetro da fêmea.

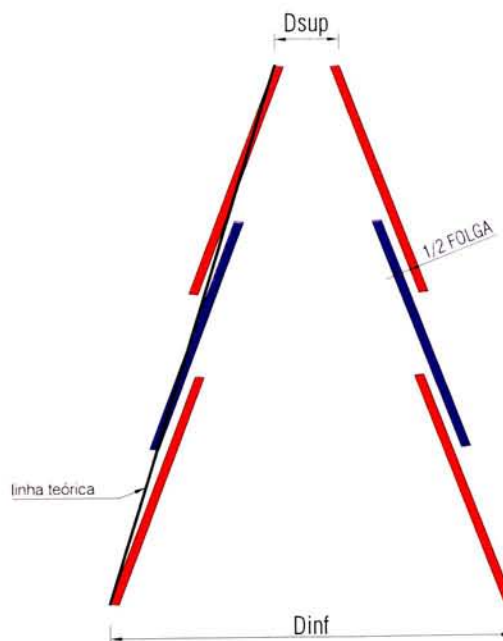


Figura 16 – Comparação entre o jorramento teórico e o prático.

A nova norma americana (6) já não refere um comprimento mínimo de sobreposição mas sim que a ligação deverá ser dimensionada para resistir aos esforços presentes. Para além da condição anterior a ligação de encaixe deverá resistir pelo menos 50% da capacidade do troço menos resistente.

A verificação de cálculo uma ligação de encaixe é apresentada por Van der Tempel (20):

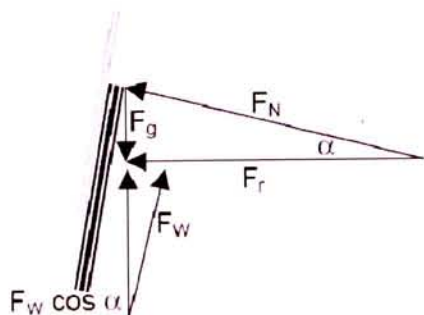


Figura 17 (à esquerda) – Representação dos esforços presente numa ligação por encaixe.

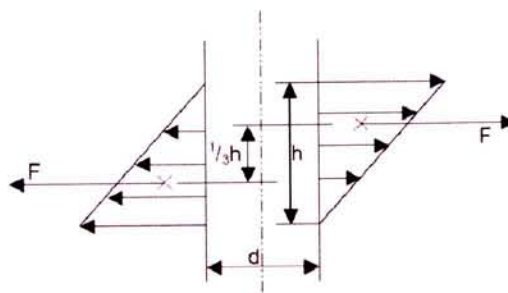


Figura 18 (à direita) – Representação dos esforços resultantes pela presença de momento flector numa ligação por encaixe.

F_w – força de atrito mobilizada pelo contacto entre as duas superfícies.

F_g – esforço axial.

F_N – força normal que resulta da decomposição da força axial e responsável por mobilizar a força de atrito, F_w .

$$\sigma = \frac{N}{2 \cdot t \cdot h \cdot \pi(\tan \alpha)} + \frac{3 \cdot M}{h^2 \cdot t} \quad \text{em que,} \quad (8.4)$$

M – momento flector

N – esforço axial

h – é o comprimento de sobreposição

t – é a espessura da secção fêmea

α – é o ângulo de inclinação das paredes da secção oca, ou seja,

$$\alpha = \arctan\left(\frac{J_{\text{real}}}{2}\right)$$

Recorrendo à equação anterior e utilizando as fórmulas aproximadas propostas pela norma (6) para o cálculo das características geométricas da secção podemos deduzir qual o comprimento mínimo de encaixe dimensionado para a capacidade resistente da secção à flexão.

$$I_x = k_1 \cdot D^3 \cdot t \quad (8.5)$$

$$W_x = \frac{k_1 \cdot D^3 \cdot t}{D+t} \quad (8.6)$$

$$M_{Rd,x} = f_{yd} \cdot \frac{k_1 \cdot D^3 \cdot t}{D+t} \quad (8.7)$$

Se considerarmos apenas a parcela da equação (8.4) relativa ao momento flector teremos:

$$\sigma = \frac{3 \cdot M}{h^2 \cdot t} \Leftrightarrow f_{yd} = \frac{3 \cdot f_{yd} \cdot \frac{k_1 \cdot D^3 \cdot t}{(D+t)/2}}{h^2 \cdot t} \Leftrightarrow h^2 = 3 \cdot \frac{k_1 \cdot D^3}{(D+t)/2} \quad (8.8)$$

Para a maioria dos casos $D \gg t$, logo $D+t \approx D$ substituindo na equação anterior:

$$h^2 \approx 3 \cdot \frac{k_1 \cdot D^3}{D/2} \Leftrightarrow h \approx \pm D \cdot \sqrt{6 \cdot k_1} \quad (8.9)$$

Para os diversos tipos de secções podemos determinar o comprimento de ligação de forma a garantir a capacidade resistente à flexão:

Tipo de Secção	k_1	$h = \pm D \cdot \sqrt{6 \cdot k_1}$
Circular	0.393	1.54 · D
Hexagonal	0.403	1.55 · D
Dodecagonal	0.411	1.57 · D
Octogonal	0.438	1.62 · D

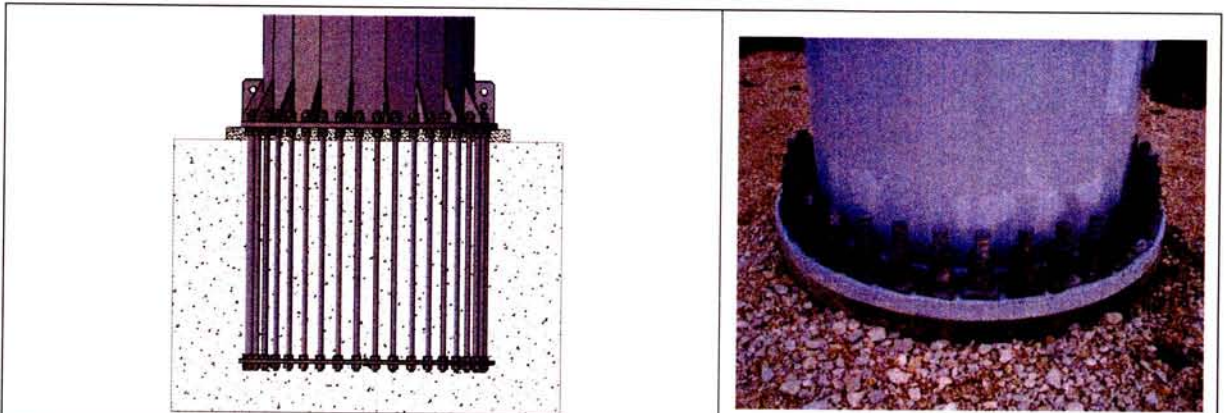
Conclui-se que se não se considerar o atrito entre as paredes, o comprimento mínimo de encaixe varia entre 1.54xD e 1.62xD, em função do tipo de secção. Supõe-se que o valor normativo 1.35xD a verificar durante a fase de montagem terá sido testado experimentalmente caso contrário a capacidade resistente da ligação seria inferior à capacidade de resistência à flexão dos elementos a unir.

9. DIMENSIONAMENTO DOS CHUMBADOUROS

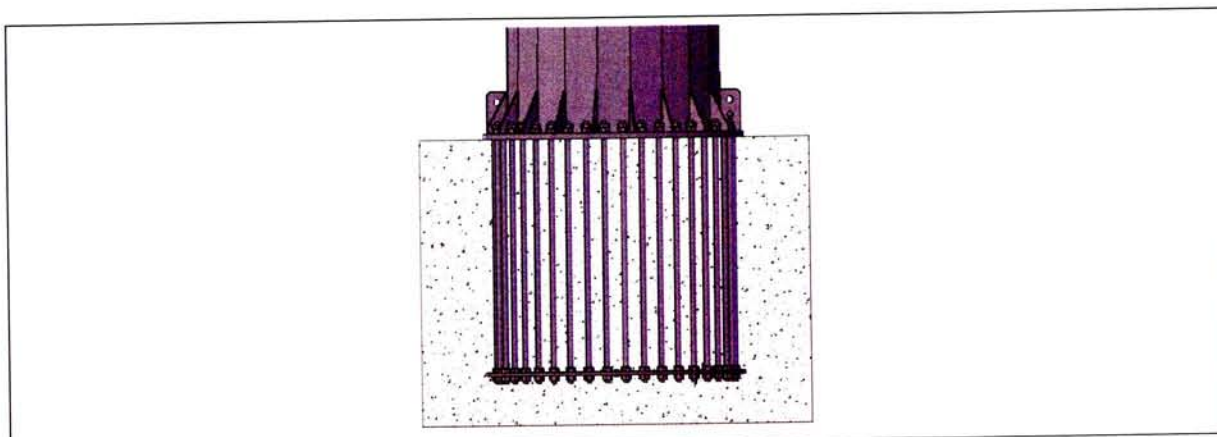
Em estruturas tubulares de grande dimensão, a ligação da estrutura à fundação é, normalmente, realizada através de uma flange ligada ao troço de base por soldadura com ou sem cutelos que por sua vez transmitirá os esforços a um conjunto de chumbadouros dispostos segundo uma circunferência.

Nos mastros de grande altura os esforços ao nível da ligação com a fundação são caracterizados por grandes momentos flectores e esforços axiais relativamente baixos quando comparados com os primeiros.

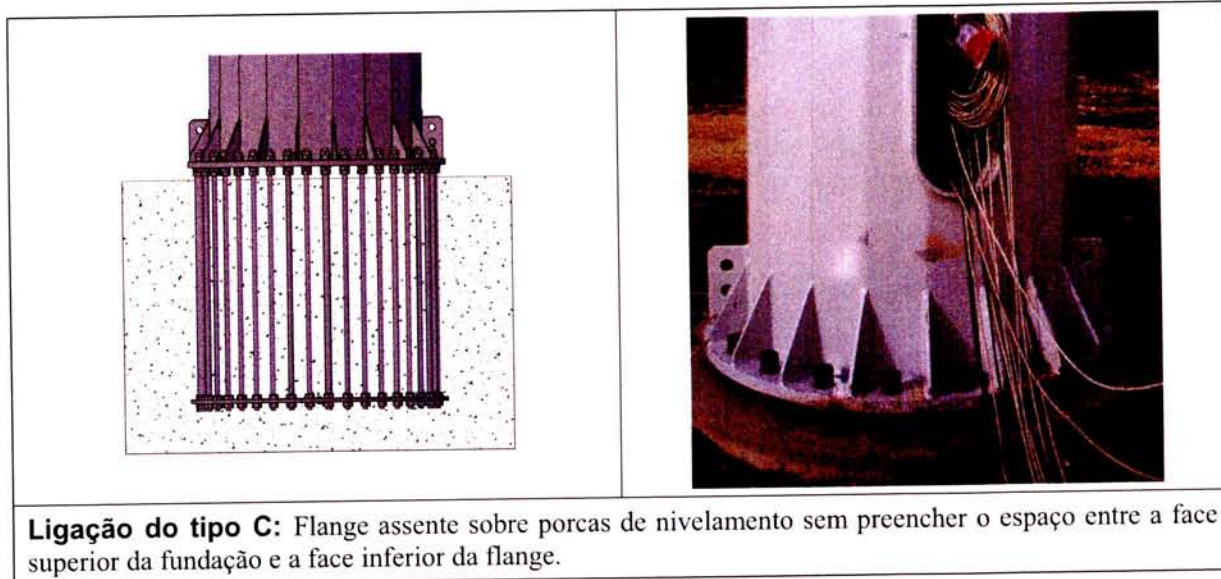
O dimensionamento de chumbadouros pode ter várias abordagens em função do modo como a base assenta sobre a fundação. Neste capítulo serão propostos, analisados e comparados três tipos de ligação entre a flange de base da torre e a fundação:



Ligação do tipo A: Flange assente com porcas de nivelamento e preenchimento do espaço entre a face superior da fundação e a face inferior da flange com betão de baixa retracção para garantir o contacto entre as duas superfícies.



Ligação do tipo B: Flange assente directamente sobre a face superior da fundação sem porcas de nivelamento.



Ligação do tipo C: Flange assente sobre porcas de nivelamento sem preencher o espaço entre a face superior da fundação e a face inferior da flange.

Nas ligações do tipo A e tipo B é importante considerar a resistência à compressão do betão que contribui para o equilíbrio da ligação. A diferença entre estes dois tipos de ligação reside no facto de que os chumbadouros localizados na zona de compressão, nas ligações do tipo B, não contribuem para a resistência da ligação pois não são solicitados.

Na ligação do tipo C apenas os chumbadouros contribuem para a resistência da ligação.

9.1. COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS

O cálculo do conjunto de chumbadouros poderá ser realizado de forma análoga ao cálculo de secções circulares ocas de betão armado sujeitas a flexão composta. No cálculo de peças de betão armado admite-se que a resistência do betão à tracção é nula, sendo por isso fundamental determinar a posição do eixo de neutro (extensões nulas).

Por outro lado, tanto o betão como o aço não têm um comportamento linear, por isso a determinação dos esforços torna-se mais complexa.

O cálculo da resistência dos chumbadouros à tracção, segundo o EC3 é obtido pela seguinte expressão:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} \quad , \text{ em que:} \quad (9.1)$$

A_s - Área de cálculo (Stress Area)

f_{ub} - tensão de rotura do chumbadouro

γ_{Mb} - coeficiente segurança da ligação ($\gamma_{Mb} = 1.25$)

O ponto C.6 do anexo C da EN 1993-1-5 (5) ponto C.6 propõe quatro diagramas (Figura 19) para traduzir o comportamento do aço em programação de elementos finitos (FEM):

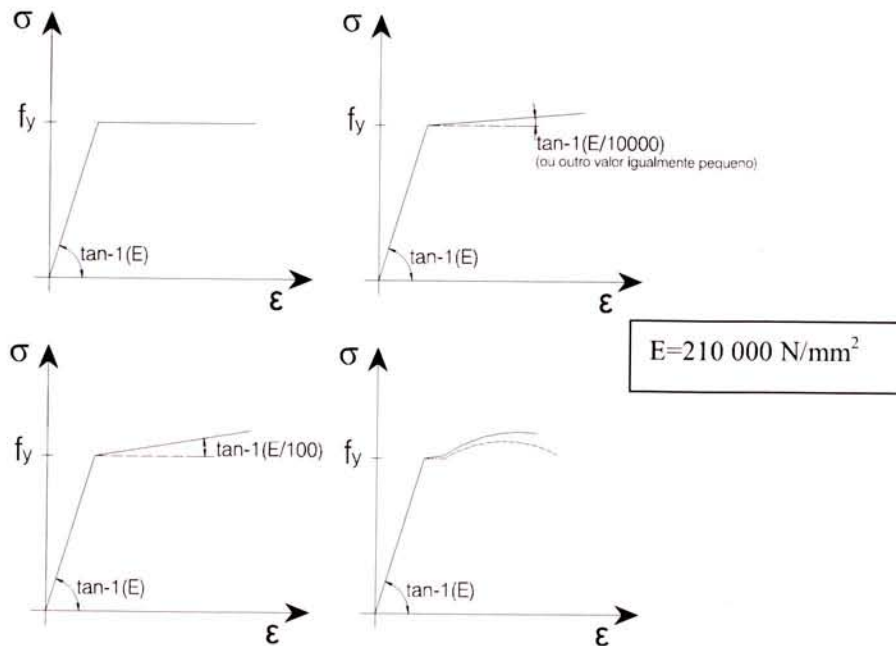


Figura 19 - Diagramas tensão-extensão para diversos tipos de comportamento do aço à tracção segundo a EN 1993-1-5.

Para o cálculo presente adoptar-se-á um aço com plastificação com endurecimento linear com um módulo de Young para zona de plastificação igual a 2.1GPa.

O comportamento do aço será expresso pela seguinte expressão:

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \times \varepsilon_s & \text{para } 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \\ E_s \times \varepsilon_{sy} + \frac{E_s}{10} \times (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy}) & \text{para } \varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \end{cases} \quad (9.2)$$

Para o comportamento do betão adoptar-se-á o comportamento elasto-plástico proposto no EC2 (EN1992-1-1):

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] & \text{para } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \\ f_{cd} & \text{para } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \end{cases} \quad (9.3)$$

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] & \text{para } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \\ f_{cd} & \text{para } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \end{cases} \quad (9.4)$$

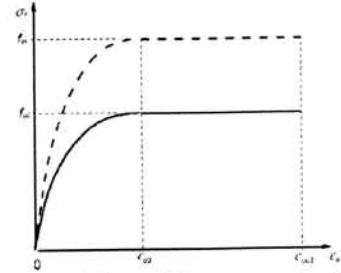


Figura 20 – Diagrama tensão-extensão do betão à compressão

Nota: os valores de n , ϵ_{c2} e ϵ_{cu2} são obtidos a partir da Tabela 3.1 do EC2.

9.2.METODOLOGIA DE CALCULO DO CONJUNTO DE CHUMBADOUROS

A flange de base geralmente possui uma forma de coroa circular para permitir a soldadura do troço de base pelo interior ou para passagem de cabos da fundação, etc.

A não linearidade do comportamento dos materiais e a forma geométrica da flange dificultam definição das equações de equilíbrio sem recorrer à sua programação. Por este motivo será proposta uma abordagem para programação do cálculo da capacidade resistente da ligação recorrendo ao cálculo numérico.

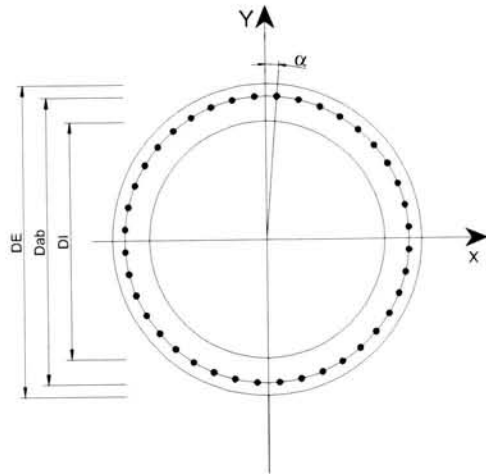


Figura 21

As coordenadas da circunferência exterior e interior são definidas pelas seguintes expressões:

$$x_{Ext,i} = \begin{cases} \sqrt{\frac{D_E^2}{4} - y_i^2} & ; y_i^2 \leq D_E^2 \\ 0 & ; y_i^2 > D_E^2 \end{cases} \quad (9.5)$$

$$x_{Int,i} = \begin{cases} \sqrt{\frac{D_I^2}{4} - y_i^2} & ; y_i^2 \leq D_I^2 \\ 0 & ; y_i^2 > D_I^2 \end{cases} \quad (9.6)$$

D_E – diâmetro exterior da flange

D_I – diâmetro interior da flange

y_i – coordenada em y do ponto i

A área do segmento da coroa circular pode ser determinada recorrendo à integração numérica (11) dividindo a secção em n partes iguais:

$$\Delta h = \frac{(D_E - y_{e,n})}{n}, \text{ em que } n \text{ é o número de iterações} \quad (9.7)$$

$$y_i = y_{e,n} + \Delta h \times (i-1) \quad (9.8)$$

$$A_k = 2 \times \left(\sum_{k=1}^{i=2} [(x_{Ext,i} - x_{Int,i}) \times \Delta h] + \frac{\Delta h}{2} \times [(x_{Ext,1} - x_{Int,1}) + (x_{Ext,n} - x_{Int,n})] \right) \Leftrightarrow \quad (9.9)$$

$$A_k = 2 \times \Delta h \times \left[\sum_{k=1}^{i=2} [(x_{Ext,i} - x_{Int,i})] + \frac{[(x_{Ext,1} - x_{Int,1}) + (x_{Ext,n} - x_{Int,k})]}{2} \right] \quad (9.10)$$

A determinação do valor da resultante da força de compressão é obtida a partir da seguinte expressão:

$$F(y) = \sigma(y) \cdot A(y) \quad (9.11)$$

$$F(y_k) = 2 \times \Delta h \times \left[\sum_{k=1}^{i=2} [(x_{Ext,i} - x_{Int,i}) \times \sigma_c(y_i)] + \frac{[(x_{Ext,1} - x_{Int,1}) \times \sigma_c(y_1) + (x_{Ext,n} - x_{Int,k}) \times \sigma_c(y_k)]}{2} \right] \quad (9.12)$$

A distância (d_c) entre o ponto da resultante da força de compressão determinada a partir do momento gerado em relação ao eixo neutro:

$$M(y_k) = 2 \times \Delta h \times \left[\sum_{k=1}^{i=2} [(x_{Ext,i} - x_{Int,i}) \times \sigma_c(y_i) \times y_i] + \frac{[(x_{Ext,1} - x_{Int,1}) \times \sigma_c(y_1) \times y_1 + (x_{Ext,n} - x_{Int,k}) \times \sigma_c(y_k) \times y_k]}{2} \right] \quad (9.13)$$

$$d_c = \frac{M(y_n)}{F(y_n)} \quad (9.14)$$

Os chumbadouros normalmente encontram-se uniformemente distribuídos segundo uma circunferência com um diâmetro aqui designado por D_{ab} (**anchor bolts Diameter**). Convém também definir a posição do primeiro chumbadouro, por exemplo recorrendo ao ângulo α da Figura 21.

As coordenadas do chumbadouro i são:

$$x_{ab} = \frac{D_{ab}}{2} \times \cos \left(-\alpha - \frac{\pi}{2} - \frac{2\pi}{n_{ab}} \times (i-1) \right) \quad (9.15)$$

$$y_{ab} = \frac{D_{ab}}{2} \times \sin \left(-\alpha - \frac{\pi}{2} - \frac{2\pi}{n_{ab}} \times (i-1) \right), \text{ em que } n_{ab} \text{ é o número de chumbadouros.} \quad (9.16)$$

A força em cada chumbadouro é dada por:

$$F_i = \sigma_i \cdot A_{ab} \quad , \text{ em que} \quad (9.17)$$

$$A_{ab} = 0.9 \cdot A_s \text{ de forma a garantir a condição da equação (9.1)}$$

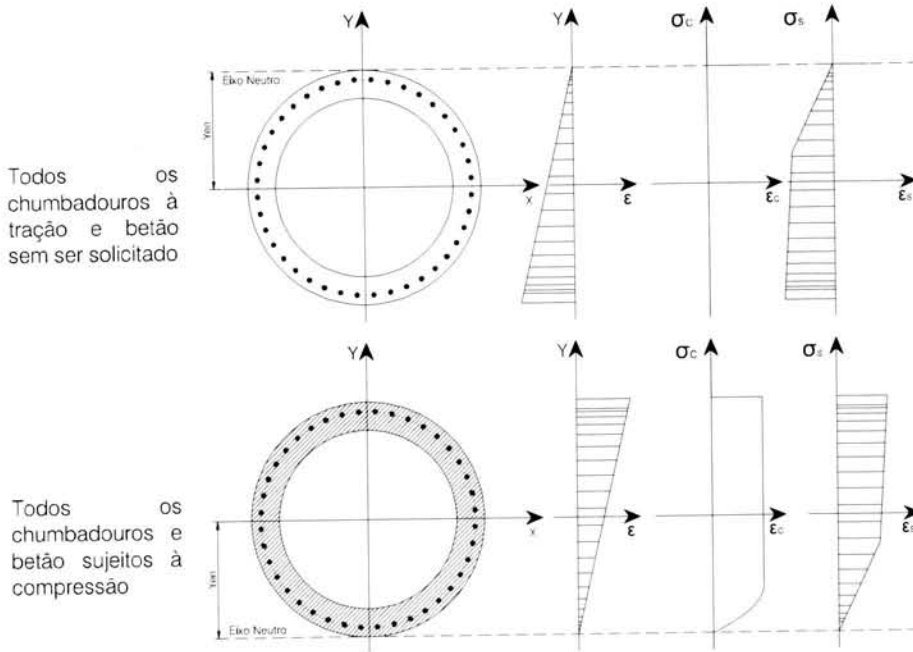
$$F_{c,ab} = \sum_{n_{ab}}^{j=1} \sigma_j \cdot A_{ab} \quad , \forall \sigma_j > 0 \quad (9.18)$$

$$F_{t,ab} = \sum_{n_{ab}}^{j=1} \sigma_j \cdot A_{ab} \quad , \forall \sigma_j < 0 \quad (9.19)$$

O momento gerado pelos chumbadouros à compressão é dado por:

$$M_{F_{c,ab}} = \sum_{n_{ab}}^{j=1} \sigma_j \cdot A_{ab} \cdot y_{ab} \quad , \forall \sigma_j > 0 \quad (9.20)$$

$$M_{F_{t,ab}} = \sum_{n_{ab}}^{j=1} \sigma_j \cdot A_{ab} \cdot y_{ab} \quad , \forall \sigma_j < 0 \quad (9.21)$$



A determinação dos esforços presentes tanto no betão como no chumbadouro será função da distribuição de extensões. O diagrama das extensões é linear e a sua inclinação (m) e extensão máxima (ϵ_{max}) são desconhecidas à partida.

Para resolução do problema recorreremos à definição de equações de equilíbrio:

$$\begin{cases} \sum F_{ext} = \sum F_{int} \\ \sum M_{ext} = \sum M_{int} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} N_{sd} = F_c + F_{c,ab} - F_{t,ab} \\ M_{sd} = M_{F_c} + M_{F_{c,ab}} - M_{F_{t,ab}} \end{cases}$$

A resolução do sistema de equações seria mais simples caso o comportamento do aço e do betão fosse linear por este motivo propõe-se um método de programação numérica.

No caso de flanges de ligação de estruturas de grande dimensão com momentos flectores elevados e esforço axial baixo, o eixo neutro localiza-se dentro dos limites da dimensão da peça, ou seja, entre $D_{\epsilon}/2$ e $-D_{\epsilon}/2$.

Ao determinar as duas situações limite em que o eixo neutro se localiza no seu valor máximo e mínimo, com a inclinação máxima da recta das extensões obtém-se respectivamente o valor máximo e mínimo da seguinte equação:

$$N_{sd} - (F_c + F_{c,ab} - F_{t,ab}) = \Delta N \quad (9.22)$$

A posição do eixo neutro que satisfaz a equação $N_{sd} = F_c + F_{c,ab} - F_{t,ab}$, pode ser estimada a partir das duas soluções extremas (ver Figura 22).

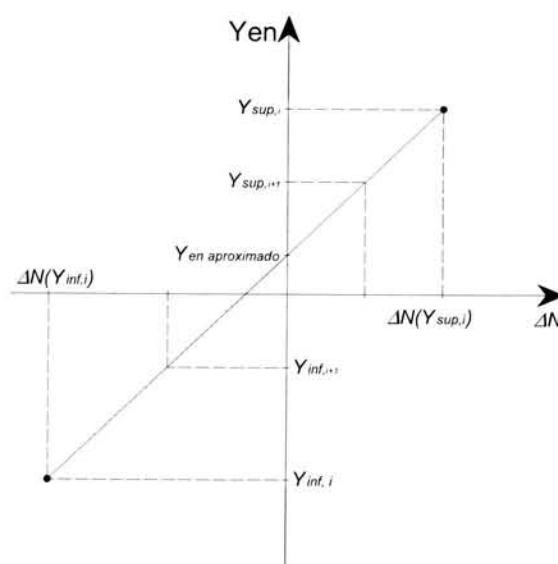


Figura 22 – Aproximação da solução da equação por aproximações sucessivas de valores superiores e inferiores

Uma vez que o problema não é linear mas facilmente convergente propõe-se a resolução do sistema por iterações que aproximam a posição do eixo neutro por valores superiores e inferiores que são determinados a partir das seguintes expressões:

$$y'_{e.n.} = y_{sup,i} - \frac{y_{sup,i} - y_{inf,i}}{\Delta H(y_{sup,i}) - \Delta H(y_{inf,i})} \times \Delta H(y_{sup,i}) \quad (9.23)$$

$$y_{sup,i+1} = y'_{e.n.} + (y_{sup,i} - y'_{e.n.}) \times k \quad (9.24)$$

$$y_{inf,i+1} = y'_{e.n.} + (y_{inf,i} - y'_{e.n.}) \times k \quad (9.25)$$

O valor k deverá ser inferior a 1 e superior a 0, dependendo da convergência da equação. No programa de cálculo foi utilizado $k=0.5$ conseguindo-se convergência ao fim de 20 a 30 iterações para a maioria dos casos.

Para cada iteração é necessário determinar:

F_c - Força de compressão do betão para ligações do tipo A e B;

$F_{c,ab}$ - Força de compressão dos chumbadouros situados acima do eixo neutro para ligações do tipo A e C;

$F_{t,ab}$ - Força de tracção dos chumbadouros situados abaixo do eixo neutro para ligações do tipo A, B e C;

M_{F_c} - Momento resultante da compressão do betão para ligações do tipo A e B;

$M_{F_{c,ab}}$ - Momento resultante da compressão dos chumbadouros situados acima do eixo neutro para ligações do tipo A e C;

$M_{F_{t,ab}}$ - Momento resultante da tracção dos chumbadouros situados abaixo do eixo neutro para ligações do tipo A, B e C;

Para cada posição do eixo neutro a inclinação máxima da recta das extensões devem respeitar-se as seguintes condições:

Condição		Ligações as quais a condição se aplica
1	A extensão do chumbadouro à compressão mais afastado do eixo neutro é menor ou igual à extensão máxima para o aço (ϵ_{su})	Ligações do tipo A e C
2	A extensão do betão é menor que a extensão máxima para o betão (ϵ_{cu2})	Ligações do tipo A e B
3	A extensão do chumbadouro à tracção mais afastado do eixo neutro é menor que a extensão máxima para o aço (ϵ_{su})	Ligações do tipo A, B e C

Traduzindo as condições anteriores em expressões teremos:

1	$m_1 = \frac{\epsilon_{su}}{Y_{ab,max} - Y_{en}}$, sse $Y_{ab,max} > Y_{en}$ (apenas se existir pelo menos um chumbadouro sujeito à compressão)
2	$m_2 = \frac{\epsilon_{cu2}}{D_E/2 - Y_{en}}$
3	$m_3 = \frac{\epsilon_{su}}{Y_{en} - Y_{ab,min}}$, sse $Y_{ab,min} < Y_{en}$ (apenas se existir pelo menos um chumbadouro sujeito à tracção)
4	$m = \min(m_1; m_2; m_3)$

A equação da recta das extensões é dada por:

$$\varepsilon(y) = \varepsilon_0 - m \cdot y \tag{9.26}$$

$$\varepsilon_0 = m \cdot \left(\frac{D_E}{2} - Y_{en} \right) \tag{9.27}$$

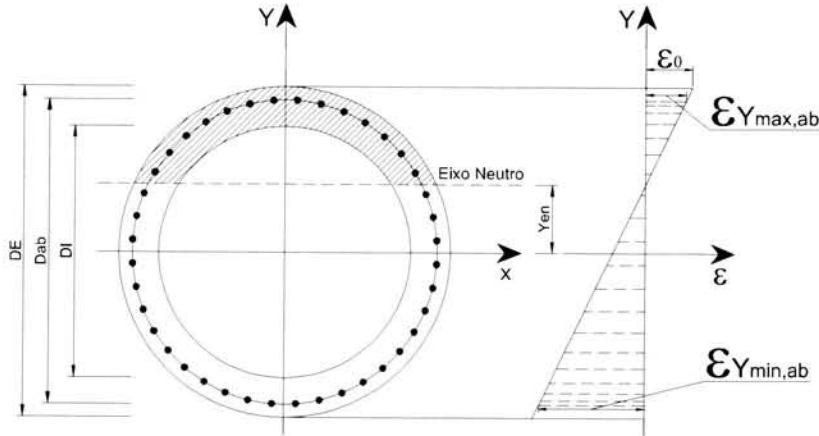


Figura 23 – Diagrama das extensões do conjunto de chumbadouros e do betão

No final das iterações, a primeira equação do nosso sistema deve estar próximo de 0, ou seja, $\Delta N \approx 0$.

A soma vectorial dos momentos internos dá-nos o momento resistente (M_{Rd}) do conjunto, pois partimos da solução com a extensão máxima para o aço e betão.

Tipo de ligação	Momento resistente da ligação
A	$M_{Rd} = M_{F_c} + M_{F_{c,ab}} + M_{F_{t,ab}}$
B	$M_{Rd} = M_{F_c} + M_{F_{t,ab}}$
C	$M_{Rd} = M_{F_{c,ab}} + M_{F_{t,ab}}$

A capacidade resistente da ligação ficaria garantida desde que se verifique a seguinte condição:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \tag{9.28}$$

A solução exacta ($\sum M=0$) pode ser alcançada aplicando várias vezes o método anteriormente exposto reduzindo a extensão máxima, do betão ou do aço, até igualar o somatório dos momentos internos ao somatório dos momentos externos.

Em cada iteração a extensão máxima do aço deverá ser reduzida/aumentada da seguinte razão:

$$\varepsilon_{su,j+1} = \frac{M_{Rd,j}}{M_{sd,j}} \times \varepsilon_{su,j} \tag{9.29}$$

À medida que se vai limitando a extensão máxima o valor do momento mobilizado pela ligação vai diminuindo até se aproximar do momento actuante de cálculo:

$$M_{Sd} \approx M_{F_c} + M_{F_{c,ab}} + M_{F_{t,ab}} \quad (9.30)$$

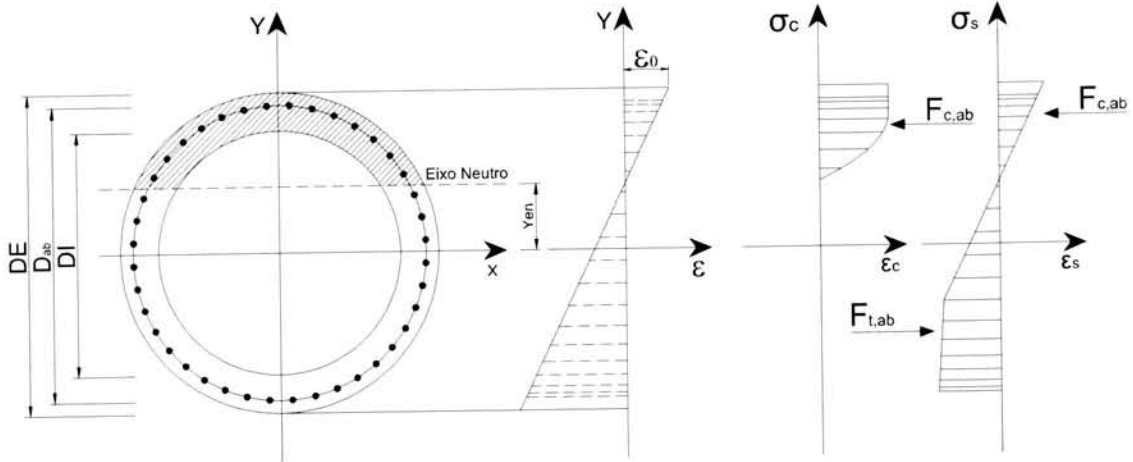


Figura 24 – Diagramas das extensões e tensões do conjunto de chumbadouros e do betão para ligações do tipo A

9.2.1. VALIDAÇÃO DO MÉTODO DE CÁLCULO

A validação do programa de cálculo do conjunto de chumbadouros foi realizada, comparando com os resultados com os ábacos desenvolvidos pelo LNEC (21). O exemplo proposto foi escolhido de forma a coincidir com o ábaco nº 49 do LNEC e ao mesmo tempo da mesma ordem de grandeza que o mastro de 97.75m.

$$v = \frac{N_{Rd}}{\pi \cdot (r^2 - r_i^2) \cdot f_{cd}} \Leftrightarrow v = \frac{N_{Rd}}{\frac{\pi \cdot (D_E^2 - D_I^2)}{4} \cdot f_{cd}} \quad (9.31)$$

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{2\pi \cdot r \cdot (r^2 - r_i^2) \cdot f_{cd}} \Leftrightarrow \mu = \frac{M_{Rd}}{\frac{\pi \cdot D_E \cdot (D_E^2 - D_I^2)}{2 \cdot 4} \cdot f_{cd}} \quad (9.32)$$

$$\omega = \frac{A_s}{\pi(r^2 - r_i^2)} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \Leftrightarrow \omega = \frac{A_s}{\frac{\pi \cdot (D_E^2 - D_I^2)}{4}} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \quad (9.33)$$

Para comparar resultados houve necessidade de adaptar as fórmulas relativas ao comportamento do betão e do aço se forma a cumprir os seguintes diagramas tensão-extensão:

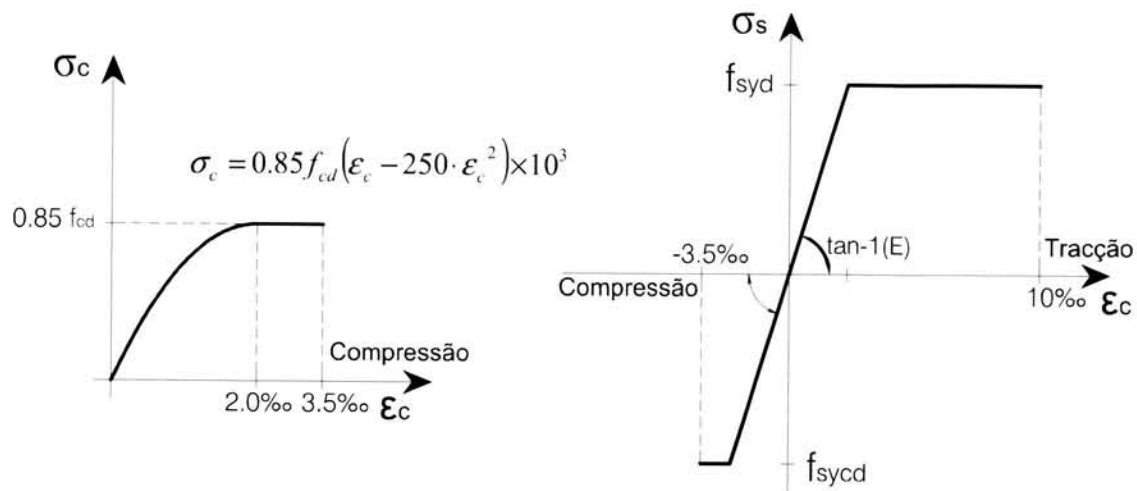


Figura 25 – Diagramas Tensão-Extensão do betão (à esquerda) e do aço de armaduras (à direita).

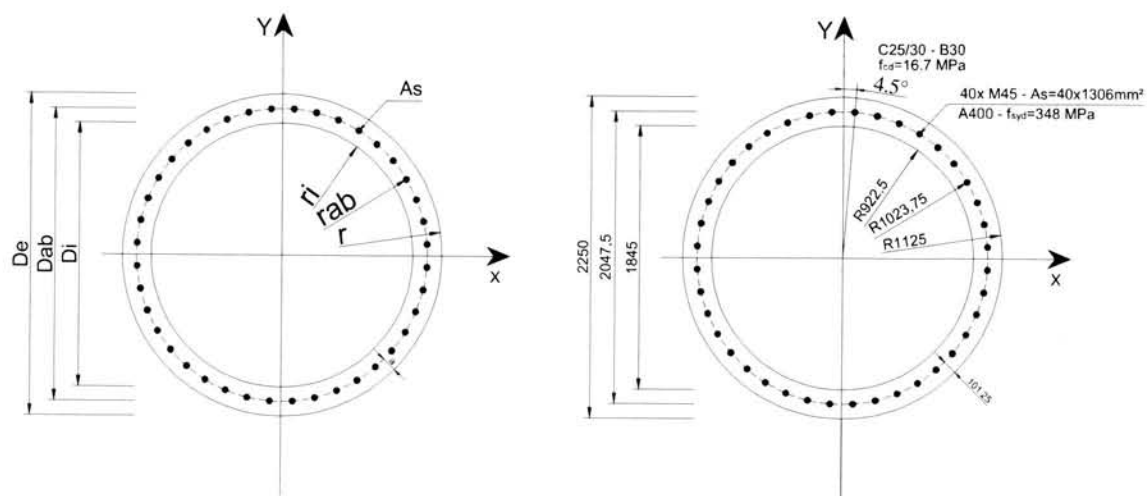


Figura 26 – Dimensões e características do exemplo proposto para comparação do programa de cálculo com as tabelas do LNEC.

$$\frac{r_i}{r} = \frac{1125}{922.5} = 0.82 \tag{9.34}$$

$$\frac{a}{r_i - r} = \frac{101.25}{1125 - 922.5} = 0.50 \tag{9.35}$$

9.2.1.1.VERIFICAÇÃO 1 (SEM ESFORÇO AXIAL):

$$N_{Rd} = 0kN$$

$$A_s = 40 \times 1306mm^2 = 0.05224m^2$$

$$M_{Rd} = ?$$

$$v=0$$

$$\omega = \frac{0.05224}{\pi(1.125^2 - 0.9225^2)} \cdot \frac{348}{16.7} \Leftrightarrow \omega = 0.836 \xrightarrow[v=0, \omega=0.836]{\text{Ábaco 49}} \mu \approx 0.32$$

$$M_{Rd} = \mu \times 2\pi \cdot r \cdot (r^2 - r_i^2) \cdot f_{cd} = 0.32 \times 2\pi \times 1.125 \times (1.125^2 - 0.9225^2) \times 16.7 \times 10^3 \Leftrightarrow$$

$$M_{Rd} = 15662kN$$

Eixo neutro (Ábaco 49):

$$\alpha(v=0; \omega=0.836) \approx 0.3$$

$$\alpha = \frac{x}{2r} \Leftrightarrow x = 2r \times \alpha = 2 \times 1.125 \times 0.3 = 0.675m$$

Flange				Vsd	Nsd	Msd
Nfaces	Dext	Dint	DcolunaEx			
20	2250	1845	0			

Mrd=15145kNm

DFuros	NChumb	DChumb	As	Classe	γmb	Ângulo
20475	40	M45	1306mm2			

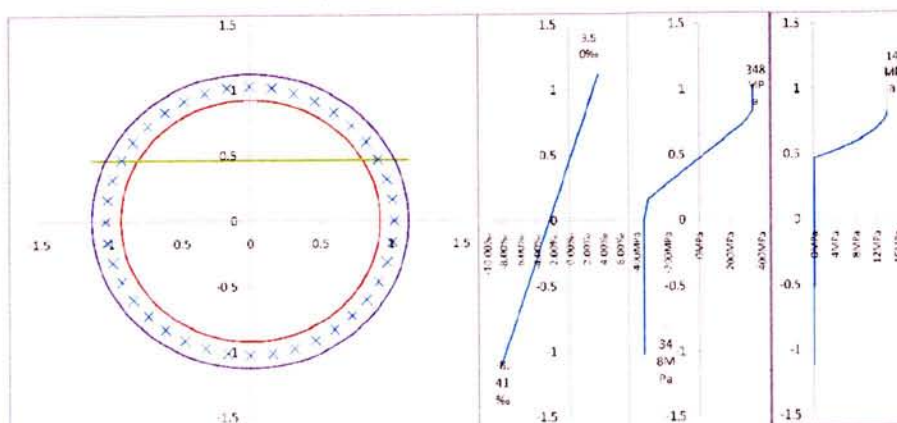
Elastico			Plástico		
Fyb	E _{elastic}	ε _y	Fub	E _{plastic}	ε _u
348MPa	200GPa	1.740‰	348MPa	0.0000GPa	10.00‰
348MPa	-	1.740‰	349MPa	-	10.00‰

Betão						
Classe	Fck	γ _m	Fcd	Ec2	Ecu	n
C25/30	25MPa	1.5	16.7MPa	2.00‰	3.50‰	2

C/ Porcas de Nivelamento, C/ Selagem

S/ Porcas de Nivelamento, C/ Selagem

C/ Porcas de Nivelamento, S/ Selagem



O momento resistente obtido pelo programa de calculo foi de $M_{Rd} = 15145kN$, o que nos dá uma diferença relativamente às tabelas de betão de $\xi = \left(1 - \frac{15145}{15662}\right) \times 100\% = 3.3\%$.

9.2.1.2. VERIFICAÇÃO 2 (ESFORÇO AXIAL E MOMENTO FLECTOR MÁXIMO):

$$N_{Rd} = 7613.5kN$$

$$A_s = 40 \times 1306mm^2 = 0.05224m^2$$

$$M_{Rd} = ?$$

$$v = \frac{7613.5}{\pi(1.125^2 - 0.9225^2) \cdot 16.7 \times 10^3} = 0.35$$

$$\omega = \frac{0.05224}{\pi(1.125^2 - 0.9225^2)} \cdot \frac{348}{16.7} \Leftrightarrow \omega = 0.836 \xrightarrow[\nu=0.35; \omega=0.836]{\text{Ábaco 49}} \mu \approx 0.35$$

$$M_{Rd} = \mu \times 2\pi \cdot r \cdot (r^2 - r_i^2) \cdot f_{cd} = 0.35 \times 2\pi \times 1.125 \times (1.125^2 - 0.9225^2) \times 16.7 \times 10^3 \Leftrightarrow$$

$$M_{Rd} = 17130kNm$$

Eixo neutro (Ábaco 49):

$$\alpha(\nu=0.35; \omega=0.836) \approx 0.5$$

$$\alpha = \frac{x}{2r} \Leftrightarrow x = 2r \times \alpha = 2 \times 1.125 \times 0.5 = 1.125m$$

Flange						
Nfaces	Dext	Dint	DcolunaEx	Vsd	Nsd	Msd
20	2250	1845	0		7613.5	

Mrd=17051kNm

DFuros	NChumb	DChumb	As	Classe	γ _{Mb}	Ângulo
2047.5	40	M45	1306mm ²			

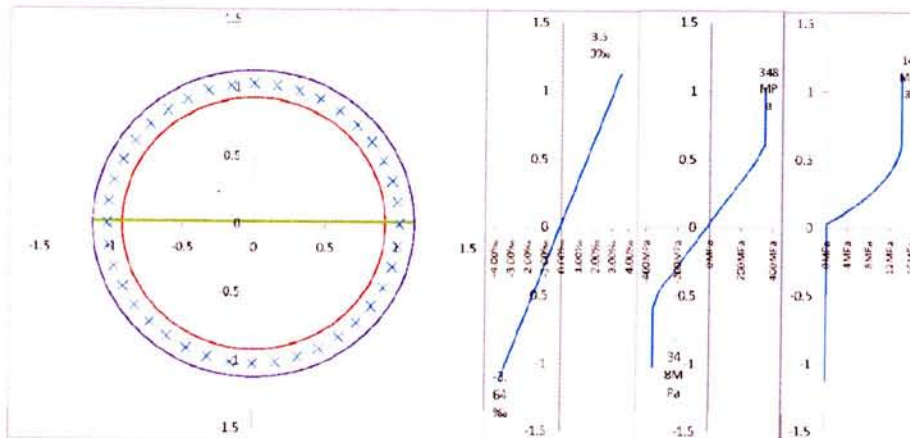
Elástico			Plástico		
Fyb	E _{elastic}	ε _y	Fub	E _{plastic}	ε _u
348MPa	200GPa	-	348MPa	0.0000GPa	-
		1.740‰	349MPa		10.00‰

Betão						
Classe	Fck	γ _M	Fcd	Ec2	Ecu	n
C25/30	25MPa	1.5	16.7MPa	2.00‰	3.50‰	2

C/ Porcas de Nivelamento, C/ Selagem

S/ Porcas de Nivelamento, C/ Selagem

C/ Porcas de Nivelamento, S/ Selagem



O momento resistente obtido pelo programa de calculo foi de $M_{Rd} = 17051 kN$, resultando uma diferença relativamente às tabelas de betão de $\xi = 1 - \frac{17051}{17130} = 0.5\%$.

As pequenas diferenças entre os resultados são facilmente explicadas pela precisão das tabelas dado que os valores intermédios são obtidos por aproximação. De uma forma geral um erro inferior a 5% considera-se aceitável.

9.2.2. RESULTADOS DA TORRE DE 97.75M

Em seguida serão apresentados os resultados da aplicação do método exposto anteriormente no exemplo do mastro de 97,75m para cada tipo de ligações. Consideremos que o betão de baixa retração (tipo grout) que preencherá o vazio entre a flange de base e o topo da fundação terá capacidade igual ou superior ao betão da fundação, ou seja, C20/25.

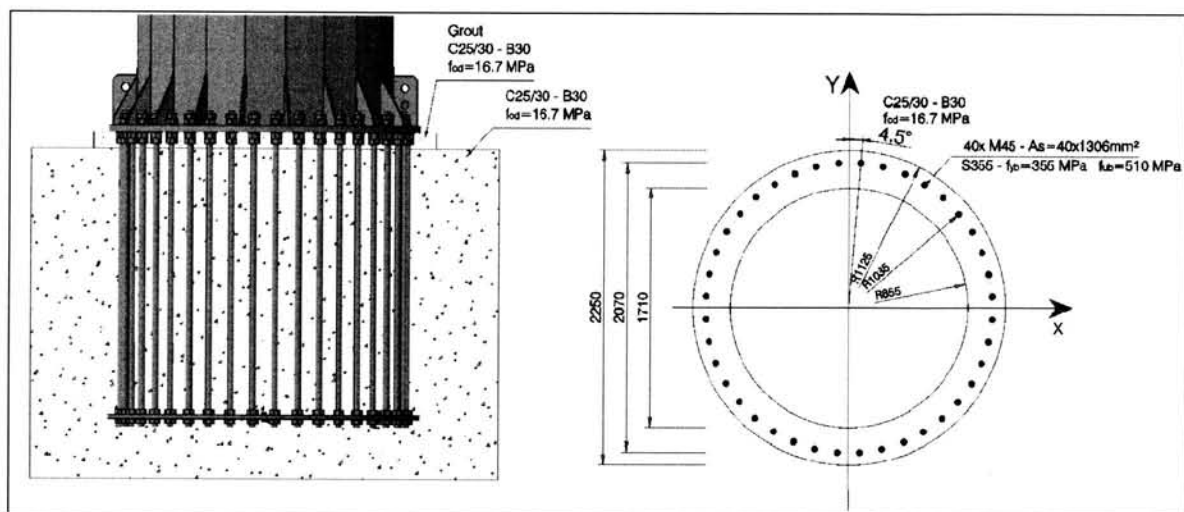


Figura 27 – Conjunto de chumbadouros do mastro de 97.75m.

Resultados do programa de cálculo do Momento Resistente (M_{Rd}) do conjunto de chumbadouros do Mastro de 97.75m para cada tipo de ligação.

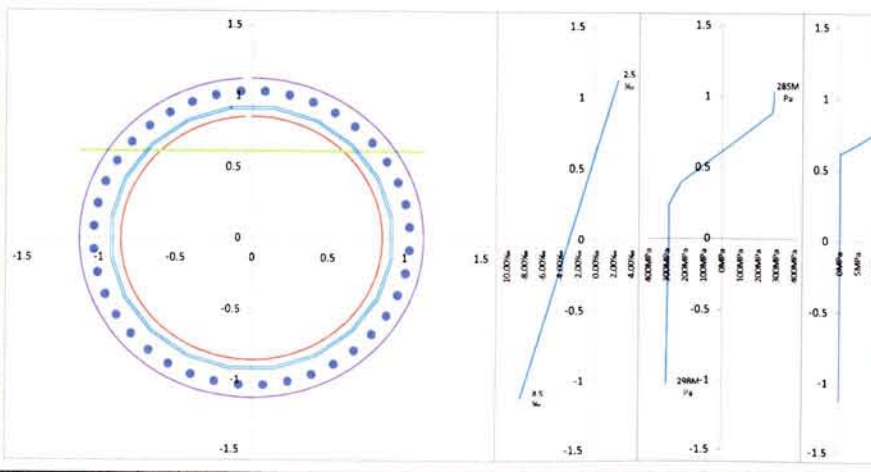
Flange				Esforços			Valores Reduzidos	
Nfases	Dext	Dint	DcolunaEx	Vsd	Nsd	Msd	μ	ν
20	2,250	1,710	1,850		400kN		0.40	0.01

DFuros	NChumb	DChumb	0.9xAs	Classe	γ_{mb}	Ângulo
2,070	40	M45	1175mm ²	S355	1.25	9.00°

Elástico			Plástico		
Fyb	E _{elastik}	ϵ_y	Fub	E _{plastik}	ϵ_u
355MPa	210GPa	1.690‰	510MPa	2.1000GPa	10.00‰
284MPa	-	1.352‰	408MPa	-	8.000‰

Betão					
Classe	Fck	γ_m	Fcd	Ec2	Ecu
C25/30	25MPa	1.5	16.7MPa	2.00‰	3.50‰

- C/ Porcas de Nivelamento, C/ Selagem
- S/ Porcas de Nivelamento, C/ Selagem
- C/ Porcas de Nivelamento, S/ Selagem



Ligação do Tipo A: Flange assente com porcas de nivelamento e preenchimento do espaço entre a face superior da fundação e a face inferior da flange com betão de baixa retracção para garantir o contacto entre as duas superfícies.

$M_{Rd,A} = 12658 \text{ kN.m}$

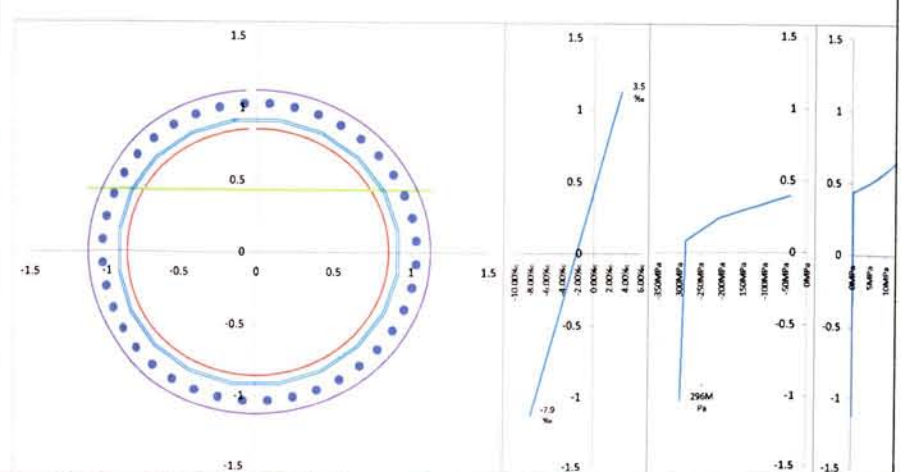
Flange				Esforços			Valores Reduzidos	
Nfases	Dext	Dint	DcolunaEx	Vsd	Nsd	Msd	μ	ν
20	2,250	1,710	1,850		400kN		0.37	0.01

DFuros	NChumb	DChumb	0.9xAs	Classe	γ_{mb}	Ângulo
2,070	40	M45	1175mm ²	S355	1.25	9.00°

Elástico			Plástico		
Fyb	E _{elastik}	ϵ_y	Fub	E _{plastik}	ϵ_u
355MPa	210GPa	1.690‰	510MPa	2.1000GPa	10.00‰
284MPa	-	1.352‰	408MPa	-	8.000‰

Betão					
Classe	Fck	γ_m	Fcd	Ec2	Ecu
C25/30	25MPa	1.5	16.7MPa	2.00‰	3.50‰

- C/ Porcas de Nivelamento, C/ Selagem
- S/ Porcas de Nivelamento, C/ Selagem
- C/ Porcas de Nivelamento, S/ Selagem



Ligação do Tipo B: Flange assente directamente sobre a face superior da fundação sem porcas de nivelamento.

$M_{Rd,B} = 11572 \text{ kN.m}$

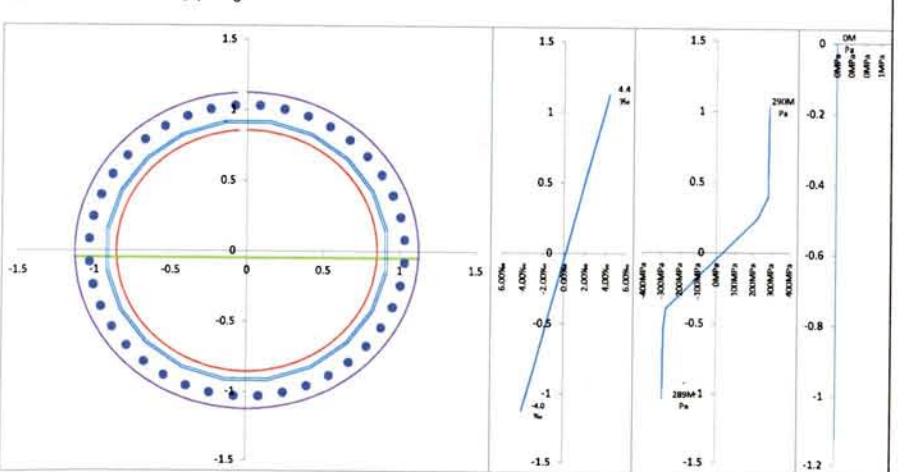
Flange				Esforços			Valores Reduzidos	
Nfases	Dext	Dint	DcolunaEx	Vsd	Nsd	Msd	μ	ν
20	2,250	1,710	1,850		400kN			

DFuros	NChumb	DChumb	0.9xAs	Classe	γ_{mb}	Ângulo
2,070	40	M45	1175mm ²	S355	1.25	9.00°

Elástico			Plástico		
Fyb	E _{elastik}	ϵ_y	Fub	E _{plastik}	ϵ_u
355MPa	210GPa	1.690‰	510MPa	2.1000GPa	10.00‰
284MPa	-	1.352‰	408MPa	-	8.000‰

Betão					
Classe	Fck	γ_m	Fcd	Ec2	Ecu
Sem Betão	0MPa	1.5	0.0MPa	100.00‰	100.00‰

- C/ Porcas de Nivelamento, C/ Selagem
- S/ Porcas de Nivelamento, C/ Selagem
- C/ Porcas de Nivelamento, S/ Selagem



Ligação do Tipo C: Flange assente sobre as porcas de nivelamento sem preencher o espaço entre a face superior da fundação e a face inferior da flange.

$M_{Rd,C} = 8712 \text{ kN.m}$

A ligação do tipo A tem uma capacidade cerca de 45% superior à ligação do tipo C, por este motivo no projecto dos mastros meteorológicos foi condição de projecto a utilização de betão de baixa retracção (*grout*) de forma a economizar no dimensionamento do conjunto de chumbadouros.



9.2.3. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS COM O PROGRAMA DE CÁLCULO CSANALYSIS(22)

Uma vez que as tabelas de cálculo de betão armado apenas permitem uma disposição da armadura (chumbadouros) centrada no anel circular e considera apenas tipos de aço para armaduras propõe-se então comparar os resultados da ferramenta desenvolvida com uma outra desenvolvida anteriormente para secções genéricas de betão armado e pré-esforçado. O programa designado por CSAnalysis permite o cálculo à flexão composta desviada de secções genéricas de betão armado à rotura, de acordo com as novas disposições do Eurocódigo 2, pode-se efectuar uma verificação ao método apresentado anteriormente para o cálculo de chumbadouros. Este programa foi desenvolvido por alunos (22) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto no âmbito da disciplina de Seminário de Estruturas do 5ºAno de Engenharia Civil tendo este como base de comparação as mesmas tabelas de betão armado. Os resultados apresentados pelo “CSAnalysis” são muito próximos aos obtidos através das Tabelas de betão armado.

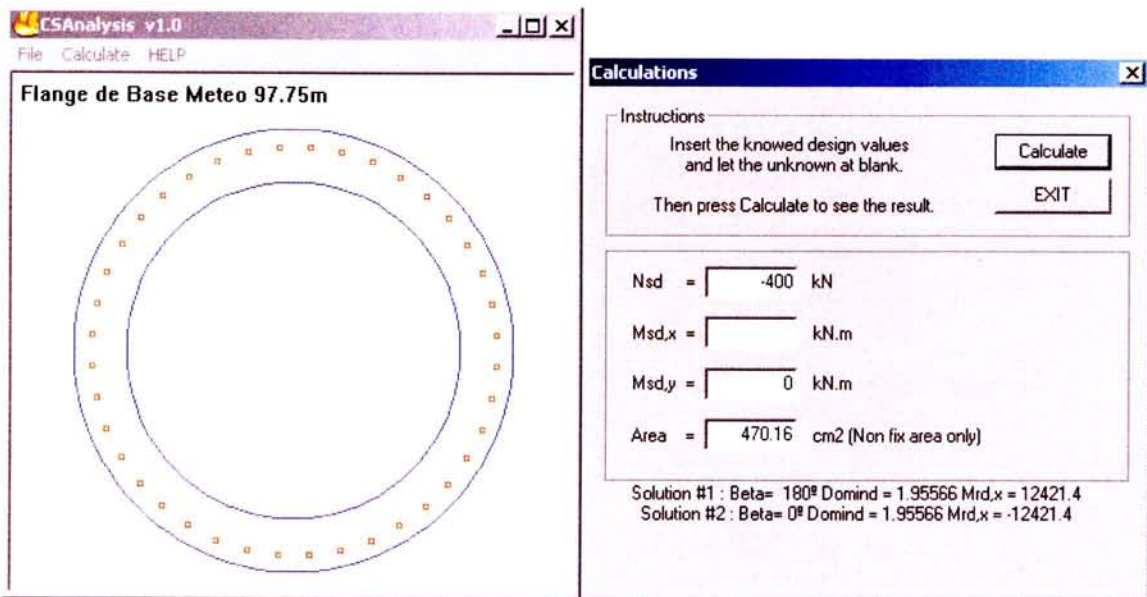


Figura 28 – Resultados do programa CSAnalysis para o conjunto de chumbadouros da torre de 97.75m.

Relativamente ao estudo em causa (Mastro de 97.75m), o valor do momento resistente obtido pelo programa “CSAnalysis” foi de $M_{rd} = 12421.4 kN$, resultando uma diferença muito pequena relativamente ao programa desenvolvido: $\xi = 1 - \frac{12658}{12421} = 1.9\%$.

Uma vez que no cálculo de secções betão armado considera-se que a armadura contribui nas zonas de tracção e compressão apenas é possível comparar os resultados com as ligações do Tipo A.

9.3.CÁLCULO DO COMPRIMENTO DE ANCORAGEM DO CHUMBADOURO

Após definir a quantidade, diâmetros e qualidade do aço dos chumbadouros, fica por definir o comprimento necessário para realizar uma ancoragem ao betão eficiente. O comprimento de ancoragem pode ser determinado recorrendo ao método proposto no anexo K da norma EN 50341(16).

Geralmente o conjunto de chumbadouros deverá ser constituído por duas flanges circulares designadas por cêrceas que visam garantir o correcto posicionamento dos chumbadouros segundo o plano horizontal e a sua verticalidade.

A força mobilizada pela aderência do chumbadouro ao betão deverá ser igual ou superior à força máxima de tracção do chumbadouro. A força de aderência, $F_{a,Rd}$ corresponde à tensão de aderência mobilizada pela superfície em contacto com o betão:

$$F_{a,Rd} = \pi \cdot d \cdot L_b \cdot f_{bd} \quad , \text{ em que:} \quad (9.36)$$

$$d - \text{diâmetro nominal do chumbadouro} \quad (9.37)$$

$$L_b - \text{comprimento de aderência que depende da forma do chumbadouro e dos dispositivos de ancoragem} \quad (9.38)$$

$$f_{bd} - \text{tensão máxima de aderência do aço ao betão} \quad (9.39)$$

A tensão de aderência depende do tipo de varão que constitui o chumbadouro e da sua superfície:

$$\text{Vãoes lisos:} \quad f_{bd} = \frac{0,36 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad (9.40)$$

$$\text{Varões nervurados:} \quad f_{bd} = \frac{2,25 \cdot f_{ctk0,05}}{\gamma_c} \quad , \text{ em que} \quad (9.41)$$

$$f_{ctk0,05} = 0,7 f_{ctm} \quad (9.42)$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (9.43)$$

$$f_{ck} - \text{resistência característica do betão à compressão} \quad (9.44)$$

$$f_{ctm} - \text{resistência média do betão à tracção} \quad (9.45)$$

$$f_{ctk} - \text{resistência característica do betão à tracção} \quad (9.46)$$

Quadro 22 – Resistência do betão para diversas classes

Classe	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
$f_{ck, cilindros}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40
$f_{ck, cubo}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50
f_{ctm} (MPa)	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5
$f_{ctk0,05}$ (MPa)	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5

O comprimento de ancoragem será tal que a resistência de aderência entre o aço e betão seja superior à resistência à tracção do chumbadouro:

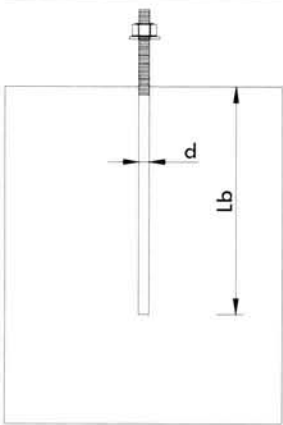
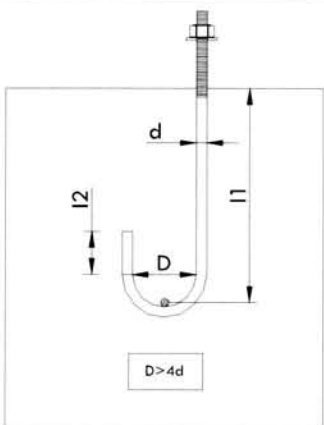
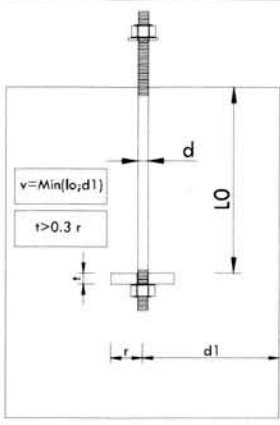
$$F_{a,Rd} \geq F_{t,Rd} \tag{9.47}$$

$$F_{a,Rd} = \pi \cdot d \cdot L_b \cdot f_{bd} \tag{9.48}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} \tag{9.49}$$

O comprimento de ancoragem é função da forma do chumbadouro e dos dispositivos de ancoragem.

Quadro 23 - Comprimento d ancoragem, L_b

Ancoragem simples	Ancoragem com curvatura (Bengala)	Ancoragem com chapa
		
L_b	$L_b = (l_1 + 3,2D + 3,5l_2)$	$L_b = 2,45 \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{bd}} \left(\frac{r^2}{d^2} - 0,25 \right) \left(1 - \frac{r}{v} \right) + l_0$

Os varões estão disponíveis no mercado em comprimentos de 6, 9 e 12m por isso o comprimento total dos chumbadouros deverá ser otimizado para submúltiplos destas medidas de forma a não desperdiçar material.

No caso de conjunto de chumbadouros armados uma parte da força de tracção será mobilizada pela superfície de contacto entre o chumbadouro e o betão e a restante parte é transmitida à cêrcea de ancoragem.

O conjunto de chumbadouros do mastro de 97.75m têm uma cêrcea de ancoragem com espessura de 30mm e uma largura de 250mm e o betão da fundação é de classe C20/25 (ver Figura 29).

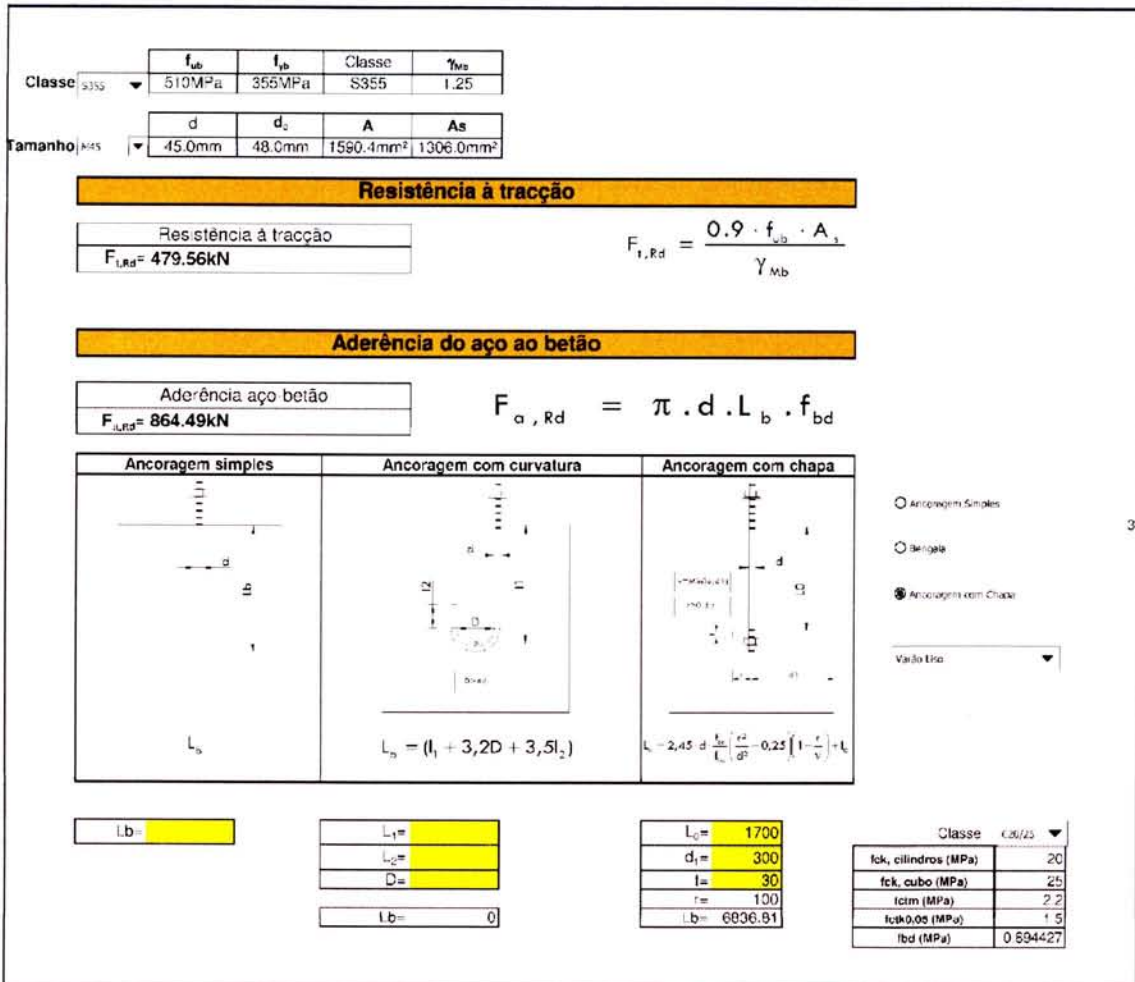


Figura 30 – Resultado do cálculo da capacidade resistente de um chumbadouro

Resistência de tracção de um chumbadouro M45 em S355:

Resistência de tracção

$$F_{t,Rd} = 479.56kN \tag{9.50}$$

Resistência de aderência

$$F_{a,Rd} = 864.49kN \tag{9.51}$$

O comprimento de ancoragem e a cêrcea inferior conferem ao chumbadouro uma resistência muito superior à resistência do chumbadouro à tracção.

10. FUNDAÇÕES

A solução estrutural para as fundações será função do tipo de solo e da grandeza dos esforços a que será sujeita. Uma vez que os momentos flectores são geralmente preponderantes neste tipo de estruturas a primeira dificuldade será equilibrar uma estrutura com um baixo esforço vertical e um momento de derrube elevado.

As fundações mais comuns para este tipo de estruturas são as seguintes:

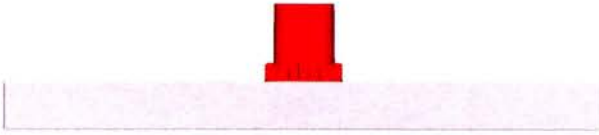


Figura 31 – Sapata isolada

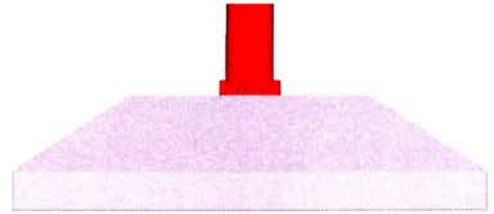


Figura 32 - Sapata isolada

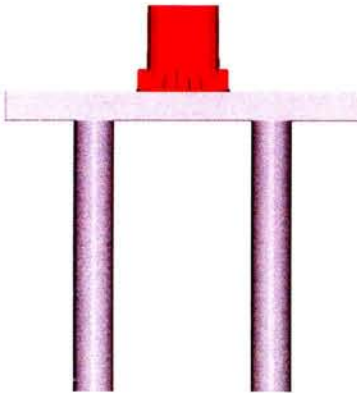


Figura 33 – Maciço de encabeçamento e estacas

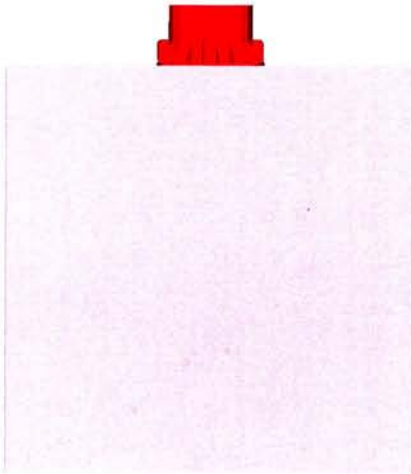


Figura 35 – Fundação monobloco



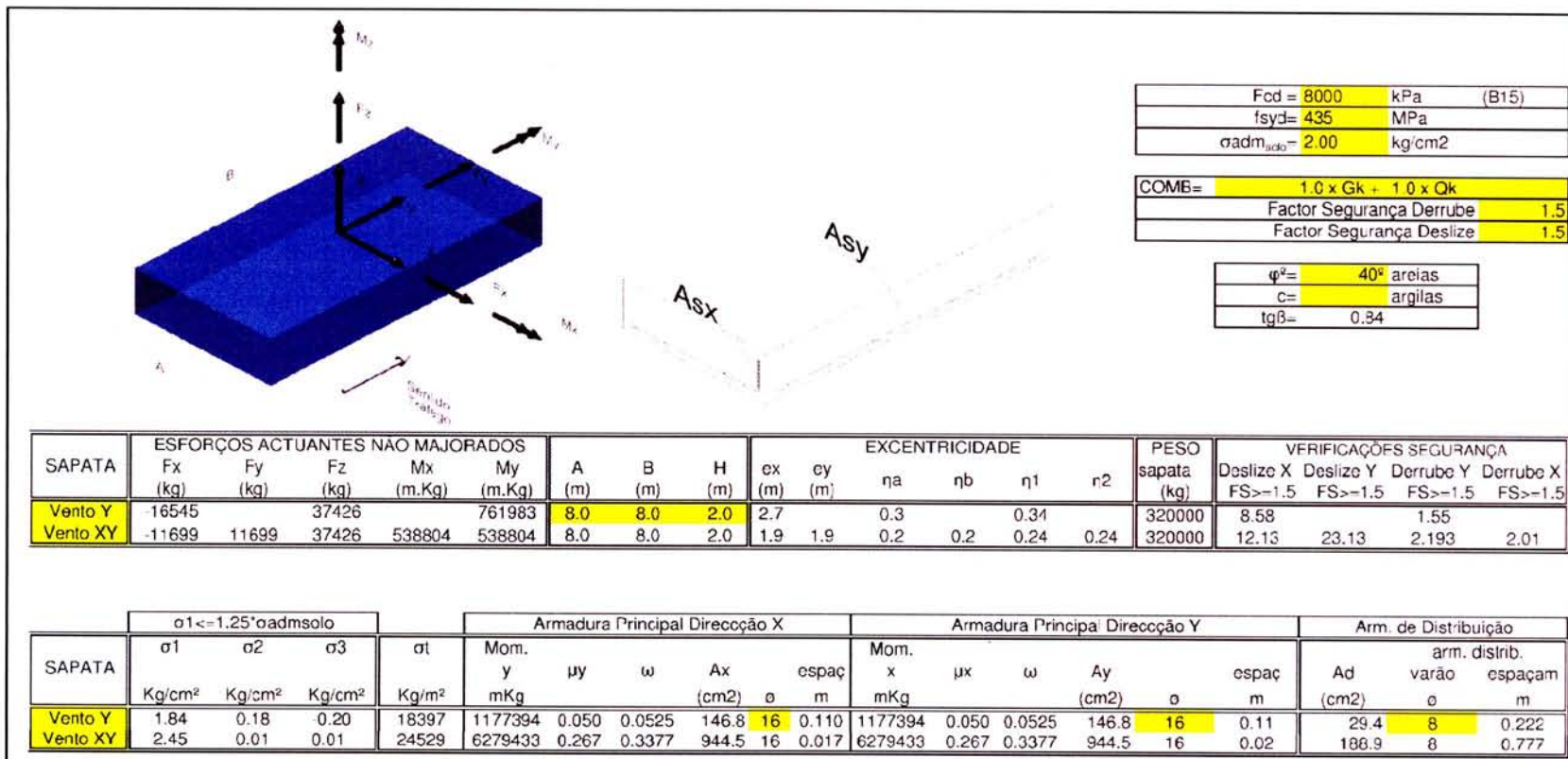
Figura 34 – Fundação tipo "CAISSON"

10.1.SAPATA ISOLADA

A solução de sapata isolada geralmente conduz a soluções de grandes dimensões em planta o que acarretará um acréscimo de custos na expropriação (ou aluguer) de terreno. É possível que ao nível da fundação surjam momentos de derrube numa ou duas direcções que provoquem o levantamento da sapata diminuindo por isso a porção de terreno que contribui para o equilíbrio da fundação. Para o dimensionamento deste tipo de fundação aconselha-se o método proposto por Montoya (23) que recorrendo a ábacos permite o fácil dimensionamento da mesma.

Aplicando este método ao nosso exemplo do mastro de 97.75m obteríamos uma fundação pouco económica quer pelo consumo de aço e betão quer pelo terreno ocupado. No caso de mastros meteorológicos a questão do espaço ocupado, geralmente não é considerado como um custo económico pois, os parques eólicos são instalados em terrenos com baixo valor de mercado, no entanto em torres de telecomunicações o espaço ocupado normalmente é uma condição imposta nos cadernos de encargos ronda o valor de referência para a área máxima de 9m^2 (3.0mx3.0m).

Quadro 24 – Dimensionamento da fundação de acordo com o método de Montoya para o mastro de 97.75m



Aplicando o método de Montoya necessitaríamos de cerca de 128m³ de betão para executar a fundação e ocuparíamos uma área de 64m², não sendo esta solução economicamente viável. Este tipo de resultados é muito comum em mastros sendo possível obter fundações com dimensões razoáveis até mastros de 20m.

10.2. MONOBLOCO – MÉTODO DE SULZBERGER

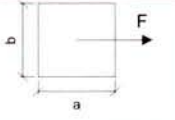
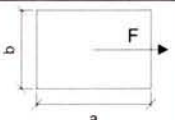
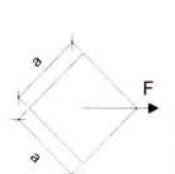
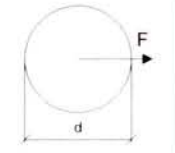
As fundações monobloco são muito usuais em estruturas de suporte de linhas eléctricas cujo estudo exaustivo foi realizado por Sulzberger em 1945 publicado pela *Association Suisse des Electricien* (ASE) (24). O método de Sulzberger assume um comportamento elástico do terreno limitando as inclinações da fundação até 0.01rad, admissível para este tipo de estruturas. Este método é utilizado na Suíça, Áustria, Argentina (25) e também é referido no nosso regulamento RSLAT(26).

As fundações monobloco consistem num bloco de betão cuja resistência é mobilizada por duas componentes:

- Momento de encastramento (M_s) – reacção lateral das paredes na direcção perpendicular à acção actuante
- Momento basal (M_b) – reacção do terreno às acções verticais mobilizada no fundo da fundação

O dimensionamento segundo este método distingue dois tipos de situações que Sulzberger define como “Pequenos Deslocamentos” e “Grandes Deslocamentos”. As expressões para estes dois tipos de situações são diferentes e constam no Quadro 25.

Quadro 25 – Calculo das componentes do Momento estabilizador

Vista em planta	Momento mobilizado pelo encastramento lateral	Momento mobilizado pela reacção na base da fundação
	$\tan \alpha \leq \frac{6 \cdot \mu \cdot G}{b \cdot t^2 \cdot C_t} \Rightarrow M_s = \frac{bt^3}{12} \cdot C_t \cdot \tan \alpha$	$\tan \alpha \leq \frac{2 \cdot G}{a \cdot b^2 \cdot C_b} \Rightarrow M_b = \frac{b \cdot a^3}{12} \cdot C_b \cdot \tan \alpha$
	$\tan \alpha > \frac{6 \cdot \mu \cdot G}{b \cdot t^2 \cdot C_t} \Rightarrow M_s = \frac{bt^3}{36} \cdot C_t \cdot \tan \alpha$	$\tan \alpha > \frac{6 \cdot \mu \cdot G}{b \cdot t^2 \cdot C_t} \Rightarrow M_b = G \left(\frac{a}{2} - \frac{2}{3} \sqrt{\frac{G}{2 \cdot b \cdot C_b \cdot \tan \alpha}} \right)$
	$\tan \alpha \leq \frac{4.5 \cdot \mu \cdot G}{a \cdot t^2 \cdot C_t} \Rightarrow M_s = \frac{\sqrt{2} \cdot a \cdot t^3}{12} \cdot C_t \cdot \tan \alpha$ $\tan \alpha > \frac{4.5 \cdot \mu \cdot G}{a \cdot t^2 \cdot C_t} \Rightarrow M_s = \frac{\sqrt{2} \cdot a \cdot t^3}{36} \cdot C_t \cdot \tan \alpha$	$\tan \alpha \leq \frac{\sqrt{2} \cdot G}{a^3 \cdot C_b} \Rightarrow M_b = \frac{a^4}{12} \cdot C_b \cdot \tan \alpha$ $\tan \alpha > \frac{\sqrt{2} \cdot G}{a^3 \cdot C_b} \Rightarrow M_b = G \left(\frac{\sqrt{2} \cdot a}{2} - \sqrt[3]{\frac{3 \cdot G}{C_b \cdot \tan \alpha}} \right)$
	$\tan \alpha \leq \frac{8.8 \cdot \mu \cdot G}{d \cdot t^2 \cdot C_t} \Rightarrow M_s = \frac{d \cdot t^3}{17.6} \cdot C_t \cdot \tan \alpha$ $\tan \alpha > \frac{8.8 \cdot \mu \cdot G}{d \cdot t^2 \cdot C_t} \Rightarrow M_s = \frac{d \cdot t^3}{52.8} \cdot C_t \cdot \tan \alpha$	$\tan \alpha \leq \frac{5.1 \cdot G}{d^3 \cdot C_b} \Rightarrow M_b = \frac{\pi \cdot d^4}{64} \cdot C_b \cdot \tan \alpha$ $\tan \alpha > \frac{5.1 \cdot G}{d^3 \cdot C_b} \Rightarrow M_b = c \cdot d \cdot G$

Definição das variáveis do Quadro 25:

- μ - coeficiente de atrito entre a superfície de betão e o terreno
- G - Acção vertical descendente (Peso da estrutura + Peso da fundação + Peso da cunha de terras)
- C_t - coeficiente de compressibilidade (kN/m^3) à profundidade t
- C_b - coeficiente de compressibilidade (kN/m^3) ao nível da base
- $\tan\alpha$ - rotação admissível para a estrutura, geralmente $\alpha = 0,01$
- β - ângulo da cunha de terras

O coeficiente de compressibilidade é definido como a força aplicada num quadrado de 1cm por 1cm para comprimir o solo até registar um abaixamento de 1cm.

No artigo de Sulzberger a expressão de M_b para a situação de fundação de secção circular para grandes deslocamentos $\left(\tan\alpha > \frac{5.1 \cdot G}{d^3 \cdot C_b} \right)$ encontra-se definida com o Gráfico 5 que poderá ser substituída pela expressão proposta após aproximação do gráfico por uma função logarítmica (Gráfico 6).

$$\tan\alpha > \frac{5.1 \cdot G}{d^3 \cdot C_b} \Rightarrow M_b = c \cdot d \cdot G \Rightarrow$$

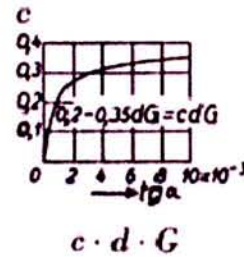


Gráfico 5– Extracto do artigo da ASE

$$\tan\alpha > \frac{5.1 \cdot G}{d^3 \cdot C_b} \Rightarrow$$

$$M_b = c \cdot d \cdot G = [0.0673 \cdot \ln(\tan\alpha) + 0.6758] \cdot d \cdot G$$

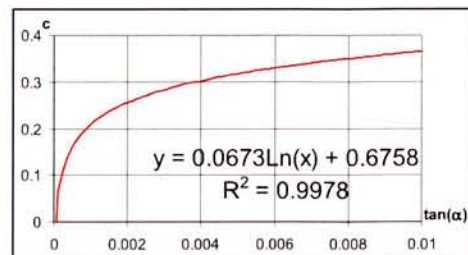


Gráfico 6 – Aproximação do Gráfico 5 por uma curva logarítmica

Quadro 26 – Dimensionamento da fundação de acordo com o método de Sulzberger para o mastro de 97.75m

Fundação Quadrada

Tipo de Fundação
 Quadrada, Circular ou Quadrada Oblíqua) **Q**

Fixa (kN)	Fixo (kN)	Mód (kN.m)
-243.5	-367.1	11212.6

rotação admissível $\alpha = 0.01$ rad

Tipo de Solo	Descrição	Peso Específico γ (kN/m ³)	Pressão admissível max σ (kPa)	Índice de Compressibilidade e (kN/m ²)	Ângulo ($^\circ$) da curva de terra β^*	Ângulo ($^\circ$) de atrito interno (excesso) ϕ^*	Coefficiente de atrito na superfície de contacto entre o terreno e o bloco (suposto)
A	Terreno pantanoso	6.5	50	7500	5	0	0.1
B1	Terrenos molres	17	80	15000	5	20	0.2
B2	Areia fina húmida	17	80	15000	5	30	0.5
B3	Argila branda	17	80	30000	5	25	0.4
C1	Argila semi-rígida	17	180	65000	8	25	0.5
C2	Argila fina seca	17	180	75000	8	30	0.7
D1	Argila rígida	17	300	100000	12	25	0.5
D2	Areia grossa e cascalho	17	300	120000	12	35	0.5
E	Areia grossa dura	17	400	145000	15	37	0.5
F	Cascalho duro e rolados	17	500	145000	20	40	0.5

1- c índice de compressibilidade refere-se a profundidades de 2.0m

BETÃO $f_{cd} = 13.3$ MPa **C20/25** **AÇO** $f_{syd} = 435$ MPa **A500NR**

Características do Solo				Dimensões da sapata			Volume de betão (m ³)	Peso terreno P_1 (kN)	Peso fund P_2 (kN)	Prot _{1a} (kN)	t _{g1}	t _{g2}	M _a (kN.m)		M _b (kN.m)		M _{rd} = M _b / M _s (kN.m)	M _{sdG} (kN.m)	M _{sdG} < M _{rdG}	Arm. Princip (A _p)		Arm. Distr. (A _d)					
Solo Tipo	γ (kN/m ³)	σ_{adm} (kPa)	C_u -K (kN/m ²)	C_u (kN/m ²)	β ($^\circ$)	μ							t (m)	a ou D (m)	b (m)	t _{g1a} t _{g1a}				t _{g1a} t _{g1a}	t _{g1a} t _{g1a}	t _{g1a} t _{g1a}	M _{sdG} < M _{rdG}	varão	espaç	varão	espaç
B2	Areia fina húmida	17.0	80.0	15000	15000	5	0.5	5.80	3.80	3.80	83.80	414.1	2010.05	2791.29	0.0015	0.0023	-	8959	-	3594	12552	12154	OK!	e20	0.13m	a10	0.16m
B3	Argila branda	17.0	80.0	30000	30000	5	0.4	4.90	3.80	3.80	70.80	281.6	1696.14	2357.10	0.0008	0.0012	-	9128	-	3458	12585	12008	OK!	e20	0.13m	a10	0.16m
C1	Argila semi-rígida	17.0	180.0	65000	65000	8	0.5	4.20	3.50	3.50	51.50	328.2	1234.80	1930.13	0.0007	0.0007	-	9832	-	2769	12631	11894	OK!	e20	0.11m	a10	0.13m
F	Cascalho duro e rolados	17.0	500.0	145000	145000	20	0.5	3.40	3.50	3.50	41.70	618.7	999.60	1885.46	0.0006	0.0004	-	9419	-	3026	12445	11754	OK!	e20	0.11m	a10	0.14m

O consumo de betão para a fundação em monobloco para o nosso exemplo poderá variar desde 84m³ para um terreno com capacidade resistente muito baixa (areia fina húmida) até 42 m³ para um terreno composto por cascalho duro. O tipo de fundação a adoptar será função do coeficiente de compressibilidade do solo C_u .

A fundação em sapata foi dimensionada para um terreno semelhante ao terreno tipo C1 definido no Quadro 26 e comparando os dois resultados verifica-se que a fundação monobloco gastará cerca de metade do volume de betão relativamente ao outro método

11.

FABRICO

O fabrico de mastros tubulares de secção poligonal é realizado a partir de chapa que pode ser fornecida em bobine geralmente até 6mm de espessura e para espessuras superiores é fornecida em chapa formatada.

No caso de fornecimento a partir de bobines é necessário desenrolar e cortar a chapa com o comprimento pretendido geralmente através de uma guilhotina.

O corte de chapa formatada é realizada com guilhotina ou oxicorte dependendo dos meios disponíveis. Após o corte transversal e longitudinal da chapa, obtém-se uma chapa com uma forma trapezoidal que posteriormente será quinada de forma a obter uma secção poligonal.



Figura 36 – Foto de uma peça durante o processo de quinagem (Metalgalva).



Figura 37 – Foto global da prensa de quinagem de 12m (Metalgalva).

Os troços poderão ter comprimentos nominais entre 6 a 12m e poderão ser feitos a partir de 1, 2, 3 ou 4 peças dependendo dos diâmetros finais da peça e da capacidade da quinadora que limita o diâmetro máximo de da peça. A opção de fabricar o troço a partir de uma ou mais chapas, depende do aproveitamento de material e do custo adicional da soldadura longitudinal e das limitações dos equipamentos de fabrico.

O fecho das peças é realizado por soldadura longitudinal que deverá garantir uma soldadura com penetração total e nas zonas de encaixe deverão ter os seguintes cuidados:

Secção fêmea: soldadura *reprise* no interior para resistir aos esforços devido à pressão de encaixe

Secção macho: rebarbar a soldadura da face exterior para que esta não impeça o encaixe.

Na fase seguinte serão executadas as furações e soldadura dos elementos de suporte de equipamentos. No caso de mastros cujo encaixe seja realizado com recurso a macacos hidráulicos em cada extremidade serão soldadas peças que permitam a ancoragem dos macacos para aplicação das forças de encaixe.

12. MONTAGEM

A montagem deste tipo de estruturas requer um conhecimento prévio das suas fases e do tipo de estrutura. A montagem tem uma duração de três a quatro dias, excluindo a execução da fundação, estando envolvidos equipamentos de aluguer, tais como guas, e deslocação de equipas a locais remotos apenas para executar este trabalho. Qualquer atraso ou falha na montagem acarretará custos adicionais sendo por isso fundamental um planeamento cuidadoso do trabalho e rigor na execução da estrutura para que nada falte durante a montagem.

A montagem de mastros com ligações por encaixe (*Slip Joints*) necessita de equipamentos, geralmente macacos hidráulicos para garantir o correcto encaixe dos troços. A montagem na horizontal (Figura 38) é o processo mais aconselhável sendo também possível executar na vertical (Figura 39) desde que existam meios para elevar a central hidráulica e operários para aplicar as forças de encaixe segundo a vertical.



Figura 38 – Foto de uma montagem executada na horizontal com uma central hidráulica e dois macacos hidráulicos.



Figura 39 – Foto de uma montagem na vertical com aplicação das forças de encaixe em altura.

No Anexo II apresenta-se o manual de montagem que aborda com maior detalhe o processo de montagem dos mastros meteorológicos.

13.

RESULTADOS DO CÁLCULO DO MASTRO DE 97.75 m

A análise do mastro de 97.75m foi realizada com recurso a uma folha de cálculo desenvolvida de forma a contemplar a análise dinâmica do vento e análise de secções de Classe 4 de acordo com os métodos expostos nos capítulos anteriores.

No caso do mastro de 97.75m nenhuma secção excede a esbelteza limite das secções de classe 3 porque o dimensionamento do mastro estava limitado no diâmetro máximo da base da torre por questões de transporte e por limites da tina de galvanização (2.25m x 3.0m x 12.50m). Este condicionante obrigou a um aumento considerável da espessura dos troços de forma a mobilizar capacidade resistente para resistir aos esforços presentes.

O coeficiente estrutural da torre de 97.75m é muito baixo possivelmente pelo facto de a distribuição de massa ser uniforme relativamente à resistência do mastro e pela contribuição do coeficiente de escala com valor inferior a 1. Normalmente em estruturas com massas concentradas no topo como torres de telecomunicações ou torres de estádio estes coeficientes poderão atingir valores da ordem de grandeza de 1.3 a 1.5, penalizando muito o dimensionamento da estrutura.

No presente trabalho não será abordado o dimensionamento das peças de ancoragem (Figura 40 e Figura 41) nem da peça de elevação (Figura 42 e Figura 43) do mastro, no entanto, na fase de projecto a sua capacidade foi avaliada recorrendo ao cálculo por elementos finitos no programa de cálculo *Robot Millennium*.



Figura 40 – Foto de fabrico da peça de ancoragem



Figura 41 – Foto da peça de ancoragem para os macacos hidráulicos do mastro de 75.75m após ter sido sujeita a uma carga de 14 toneladas.



Figura 42 – Foto do fabrico da peça de elevação do mastro de 75.75m



Figura 43 – Foto da peça de elevação do mastro de 75.75m durante a montagem em Burgos, Espanha

Estas peças têm como função auxiliar a elevação da torre após assemblagem dos troços na horizontal. A peça de elevação permite elevar as torres até 77.75m de uma só vez recorrendo apenas a duas guias. No caso do mastro de 97.75m a montagem será efectuada em duas fases, primeiro serão montados os 3 troços da base e os restantes 75m serão montados de uma só vez recorrendo a duas guias.

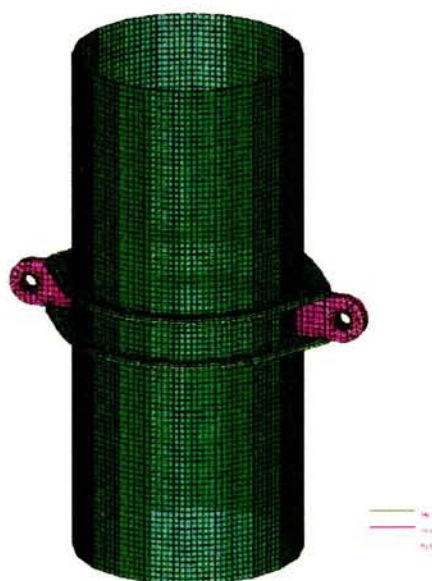


Figura 44 – Visualização da modelação por elementos finitos do *Robot Millennium* da peça de elevação.

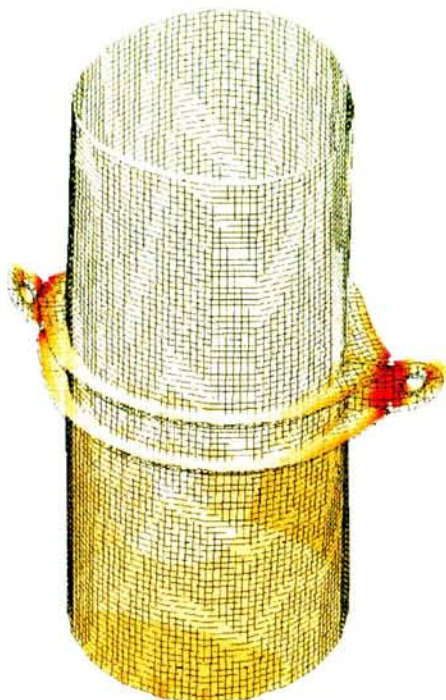


Figura 45 – Diagrama de tensões para a situação de elevação na horizontal.



Figura 46 – Diagrama de tensões para a situação de elevação na vertical

No cálculo que se apresenta de seguida foram contabilizados os esforços de 2ª ordem, nomeadamente os momentos flectores que, ao nível da base, representam um agravamento de 6% (615.6/10597). Os esforços de 2ª ordem penalizam também o dimensionamento ao longo da estrutura chegando nalguns casos a ter um peso de cerca de 20%, pois a flecha em estado limite último no topo do mastro de 97.75m é de 10.38m, ou seja, aproximadamente um décimo da altura nominal.

CALCULO DA ACÇÃO DO VENTO DE ACORDO COM EC1

Table with terrain category parameters: Tipo de Terreno, z0, zmax, Cw(zmax), Cw(z), Cpe-Cpi(z), and wind velocity data for Topo, Base, and Vref.

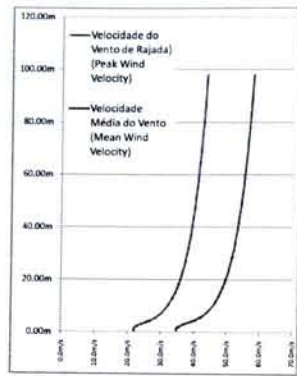


Table with 5 columns: Descrição, Início (Beginning), Fim (End), Área x Cfi x n (Area x Cf x n), and Peso (Weight).

Table with 5 columns: Descrição, Altura de Aplicação, Área x Cf x n (Area x Cf x n), Pressão do Vento (Wind Pressure), Fx, and Fz.

Main calculation table with columns for Barra nº, Coordenada em Z, Diâmetro entre flocos, Diâmetro médio entre ventosas, Espessura, Área da Seção, Pressão do vento, Coef. de Exposição, Coeficiente de Rugosidade, Velocidade Média do Vento, Nº de Reynolds, Velocidade do Vento de Rajada, Força do vento sobre a estrutura, Equipamento de anel, Carga Majorada, Peso, Distribuído por comprimento, Vortex Shedding, and Ovaling.

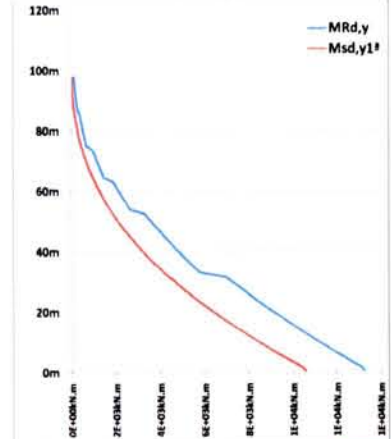
ANÁLISE ESTRUTURAL E VERIFICAÇÃO DO MASTRO DE 97.75m

Table with tower specifications: Altura da Torre (Tower Height) 97.75 m, Diâmetro no Topo (Top Diameter) 250 mm, Diâmetro na base (Base Diameter) 1850 mm, Número de Faces (Number of Flats) 20, Comprimento do Elemento Finito (Finite Element Length) 1.500m, and material properties like E=209 Mpa.

Table titled 'PESO ENCAIXES' showing weight of joints (Fz) for different diameters (85.50m to 15.00m).

Table with columns: Descrição (Description), Aplicação, Fx, Fy, Fz, Mx, My, Mz. It lists various load cases and their corresponding force and moment values.

Table with columns: Carregamento N° (Load N°), Descrição (Description), Altura de aplicação (Application Height), and Forças aplicadas (Loads) including Fx, Fy, Fz, Mx, My, Mz.



Main structural analysis table with columns for Bar number, coordinates, diameters, thickness, area, moment of inertia, shear modulus, linear load, design values, effective area, and design resistance values.

CALCULO DO COEFICIENTE ESTRUTURAL DO MASTRO DE 97.75m

$$\alpha_1 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\int_0^L m(z) \cdot u(z) dz}{\int_0^L m(z) \cdot u(z)^2 dz}}$$

F=n₁= 0.336 Hz

Características Geométricas
h= 97.75m
b=dtopo= 0.25m
D= 1.85m

Vento
Terreno Tipo: 1
Vb= 28.00m/s
Co(z)= 1

METODO DO ANEXO B PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE ESTRUTURAL CsCd

Allura de Referência para determinar o Coeficiente Dinâmico	z _r =0.6H= 58.65m	Figure 8.1 - EN 1991-1-4:2005	z ₀ =0.6H
Velocidade média à altura z _s acima do solo	V _m (z _s)= 41.2m/s	(4.3.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	V _m (z _s) = c _r (z _s) · c _d (z _s) · V _b
Intensidade de Turbulência à altura z _s acima do solo	I _t (z _s)= 0.115	(4.4(1)) - EN 1991-1-4:2005	I _t (z _s) = $\frac{k_1}{c_{vt}(z_s) \cdot \ln(z_s/z_0)}$
Comprimento de escala de turbulência	L(z _s)= 150m	(3.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	L(z _s) = L _z · $\left(\frac{z_s}{z_r}\right)^{0.6}$
Power Spectral Density Function	S _z (z _s , n ₁)= 0.106	(B.1(2)) - EN 1991-1-4:2005	S _z (z _s) = $\frac{6.8 \cdot f_z(z_s, n_1)}{(1+10.2 \cdot f_z(z_s, n_1))^{5/7}}$
Frequência adimensional	f _z (z _s , n _{1,x})= 1.290	(B.1(2)) - EN 1991-1-4:2005	f _z (z _s , n ₁) = $\frac{n_1 \cdot L(z_s)}{V_m(z_s)}$
Background Correlação da Distribuição da pressão na superfície da estrutura	B ² = 0.615	(B.2(2)) - EN 1991-1-4:2005	B ² = $\frac{1}{1+0.9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0.6}}$
Coeficiente de resposta em ressonância	R ² = 0.805	(B.2(5)) - EN 1991-1-4:2005	R ² = $\frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_z(z_s, n_1) \cdot R_b(\eta_h) \cdot R_b(\eta_s)$
	η _h = 3.660	(B.2(6)) - EN 1991-1-4:2005	η _h = $\frac{4.6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_l(z_s, n_1)$
	η _s = 0.009	(B.2(6)) - EN 1991-1-4:2005	η _s = $\frac{4.6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_l(z_s, n_1)$
Funções aerodinâmicas	R _h = 0.236	(B.2(6)) - EN 1991-1-4:2005	R _h (η _h) = $\frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_h})$
Funções aerodinâmicas	R _s = 0.994	(B.2(6)) - EN 1991-1-4:2005	R _s (η _s) = $\frac{1}{\eta_s} - \frac{1}{2 \cdot \eta_s^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_s})$
Peak Factor	k _p = 3.358	(B.2(3)) - EN 1991-1-4:2005	k _p = MAX $\left(2 \sqrt{\ln(v \cdot T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} \cdot 3 \right)$
Up-crossing Frequency	v= 0.253	(B.2(4)) - EN 1991-1-4:2005	v = MAX $\left(n_1 \cdot \sqrt{\frac{R^2}{R^2 + B^2}} \cdot 0.08 \right)$
Logarithmic Decrement Damping	δ= 0.1441	(F.5(1)) - EN 1991-1-4:2005	δ=δ _a +δ _s +δ _{st}
Logarithmic Decrement of Aerodynamic Damping	δ _a = 0.1321	(F.5(4)) - EN 1991-1-4:2005	δ _a = $\frac{c_a \cdot \rho \cdot b \cdot v_a(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e}$
Logarithmic Decrement of Structural Damping	δ _s = 0.012	(Table F.2) - EN 1991-1-4:2005	
Massa Equivalente	m _e = 105.3kg/m	(F.4(1)) - EN 1991-1-4:2005	m _e = $\frac{\int_0^L m_e(s) \cdot \phi^2(s) \cdot ds}{\int_0^L \phi^2(s) \cdot ds}$
Coeficiente de Força Global da estrutura para acção do vento	C _f = 0.725		
Coeficiente Cs (Coeficiente que tem em conta probabilidade de ocorrência do vento de rajada em toda a estrutura)	C _s = 0.904	(6.3.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	C _s = $\frac{1+7 \cdot I_t(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}{1+7 \cdot I_t(z_s)}$
Coeficiente dinâmico	C _d = 1.177	(6.3.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	C _d = $\frac{1+2 \cdot k_p \cdot I_t(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1+7 \cdot I_t(z_s) \cdot \sqrt{B^2}}$
Coeficiente Estrutural	C _e C _d = 1.064	(6.3.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	C _e · C _d = $\sqrt{\frac{1+2 \cdot k_p \cdot I_t(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1+7 \cdot I_t(z_s)}}$

MÉTODO 1 DO ANEXO E PARA DETERMINAÇÃO $Y_{F,max}$			
Diametro no topo	$b=$ 0.25m		
Frequência natural de vibração	$\omega_{1,y}=$ 0.336Hz		
Número de Strouhal	$St=$ 0.18	Table E.1 - EN 1991-1-4:2005	
Velocidade Crítica do ponto com maior deslocamento	$V_{crit}(h)=$ 0.466m/s	(E.1.3.1(1)) - EN 1991-1-4:2005	$V_{crit} = \frac{b \cdot \delta_s \cdot c_s}{\delta}$
Número de Reynolds para a Velocidade Crítica	$Re(V_{crit}(h))=$ 7.771E+03	(E.1.3.4(1)) - EN 1991-1-4:2005	$R_{v,crit} = \frac{b \cdot V_{crit} \delta}{\nu}$
Logarithmic Decrement of Structural Damping	$\delta_s=$ 0.012	(Table F.2) - EN 1991-1-4:2005	
Massa Equivalente	$m_e=$ 105.3kg/m	(F.4(1)) - EN 1991-1-4:2005	$m_e = \frac{\int_0^L m(s) \cdot \phi^2(s) \cdot ds}{\int_0^L \phi^2(s) \cdot ds}$
Número de Scruton	$Sc=$ 32.35	(E.1.3.4(1)) - EN 1991-1-4:2005	$Sc = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_e}{\rho \cdot b^2}$
Constante de Amortecimento Dinâmico	$K_a,max=$ 2.00	Table E.6 - EN 1991-1-4:2005	
Constante Aerodinâmica	$C_c=$ 0.02	Table E.6 - EN 1991-1-4:2005	
Amplitude Dinâmica Normalizada	$a_1=$ 0.40	Table E.6 - EN 1991-1-4:2005	
	$c_1=$ 2.298E-02	(E.1.5.3(E.16)) - EN 1991-1-4:2005	$c_1 = \frac{a_1^2}{2} \left(1 - \frac{Sc}{4 \cdot \pi \cdot K_a} \right)$
	$c_2=$ 5.783E-08	(E.1.5.3(E.16)) - EN 1991-1-4:2005	$c_2 = \frac{\rho \cdot b^2}{m_e} \cdot \frac{a_1^3 \cdot C_c^2}{K_a} \cdot \frac{b}{St^4 \cdot h}$
Coeficiente de rajada	$k_p=$ 2.589	Table E.6 - EN 1991-1-4:2005	$k_p = \sqrt{2} \left(1 + \frac{1.2}{\tan(0.75 \cdot \frac{S_s}{4 \cdot \pi \cdot k_p})} \right)$
Deslocamento máximo	$y_{F,max}=$ 7.26E-04 m	Table E.6 - EN 1991-1-4:2005	$y_{F,max} = b \sqrt{c_1 + \sqrt{c_1^2 + c_2}} \cdot k_p$

Flange				Esforços			Valores Reduzidos		
Nfaces	Dext	Dint	DcolunaEx	Vsd	Nsd	Msd	μ	ν	ω
20	2,250	1,780	1,850	243kN	496kN	11212.59kNm	0.50	0.02	0.97

Mrd=12373kNm						
DFuros	NChumb	DChumb	0.9xAs	Classe	γ_{w0}	Angulo
2,070	40	M45	1175mm ²	S355	1.25	9.00°

Elástico			Plástico		
Fyb	E _{elástico}	ϵ_y	Fub	E _{plástico}	ϵ_u
355MPa	210GPa	1.690‰	510MPa	2.1000GPa	10.00‰
284MPa	-	1.352‰	408MPa	-	8.000‰

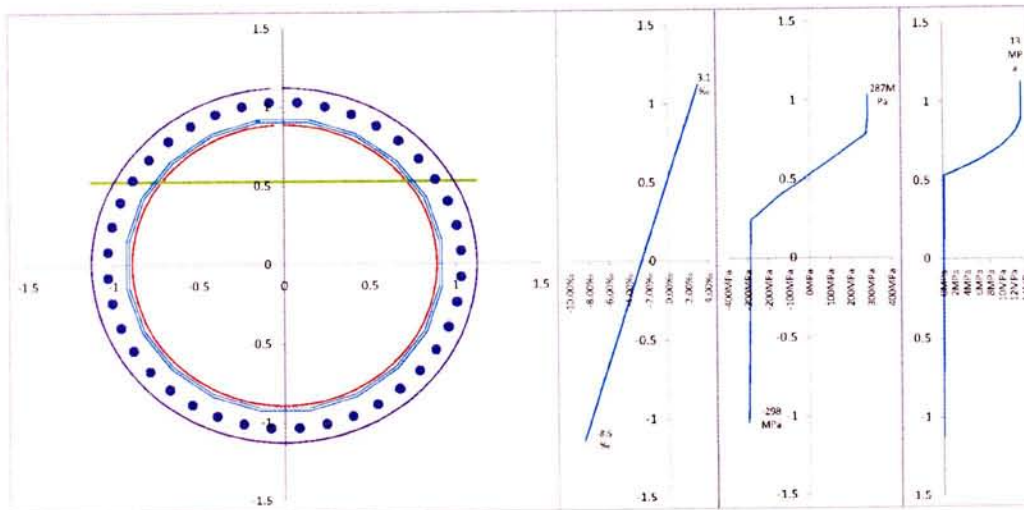
Cumbadouros		
F _{maxComp}	F _{maxTrac}	F ₁₈₀
337kN	350kN	480kN

Betão						
Classe	Fck	γ_m	Fcd	Ec2	Ecu	n
C20/25	20MPa	1.5	13.3MPa	2.00‰	3.50‰	2

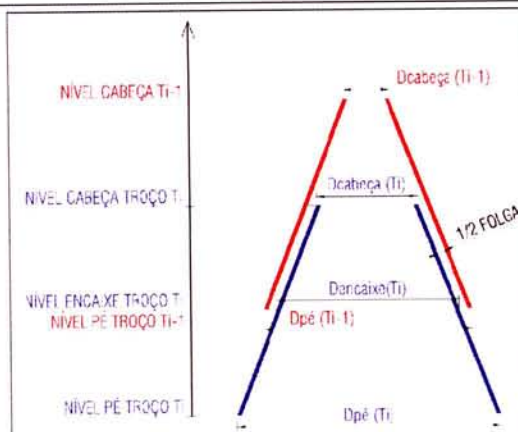
C/ Porcas de Nivelamento, C/ Selagem

S/ Porcas de Nivelamento, C/ Selagem

C/ Porcas de Nivelamento, S/ Selagem



DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO DE ENCAIXE E FORÇAS DE ANCORAGEM DO MASTRO DE 97.75m



TOPO	dteor(mm)= 250	Cota_Topo= 97750	ACABAMENTO GALVANIZADA										
BASE	Dteor(mm)= 1850	Cota_Base=	ao ciametro										
	creram _{tec} = 0.016368	folga(mm)= 2.800											
TROÇO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
NÍVEL CABEÇA	97750	86560	75660	65050	54700	44610	34760	25140	15740	6560			
NÍVEL PÉ	85950	74660	63760	53150	42800	32710	22860	13240	3840				
ALTURA	11900	11900	11900	11900	11900	11900	11900	11900	11900	6560			
Espessura [mm]	5	6	8	10	12	12	14	14	14	14			
ENCAIXE TEO [mm]	710	1000	1290	1550	1810	2050	2280	2500	2720				
Dext.Cabeça [mm]	250.0	445.0	632.6	810.8	980.2	1,140.8	1,296.9	1,444.8	1,588.5	1,728.2			
Dext.Encaixe [mm]		458.2	651.2	834.8	1,009.0	1,174.4	1,335.0	1,487.1	1,634.9	1,778.7			
Dext.Pé [mm]	471.0	666.0	853.6	1,031.8	1,201.2	1,361.8	1,517.9	1,665.7	1,809.5	1,850.0			
ENCAIXE MIN [mm]	540	900	1160	1400	1630	1840	2050	2250	2450				
FORÇA DE ENCAIXE MIN	19.6 kN	42.4 kN	77.8 kN	127.9 kN	185.6 kN	261.3 kN	328.3 kN	401.7 kN	444.3 kN				
COEF=(1.35)	2.0ton	4.3ton	7.9ton	13.0ton	18.9ton	26.6ton	33.5ton	40.9ton	45.3ton				

14.

CONCLUSÕES

A metodologia de cálculo apresentada para determinação da acção de vento, de acordo com as disposições do Eurocódigo 1, permite avaliar o comportamento dinâmico de mastros.

A forma como foi apresentado o método permite a sua programação e tratamento da informação de uma forma automática para o cálculo da acção do vento sobre mastros.

Relativamente aos fenómenos de *vortex shedding* na direcção perpendicular à acção principal do vento, obteve-se um valor muito baixo comparativamente com a acção principal sendo neste caso desprezável. Já no caso de fenómenos de *ovalling*, geralmente ignorados no dimensionamento deste tipo de estruturas, condicionam muito a esbelteza máxima das secções da estrutura. A possibilidade de ocorrência de instabilidade devido a *ovalling* pode ser facilmente evitada se limitarmos a esbelteza máxima da secção em função da velocidade média da acção do vento, $v_m(z)$ de acordo com a seguinte expressão:

$$\frac{b}{t} \leq \frac{5928}{v_m(z)} \quad (14.1)$$

A análise de secções poligonais ocas de classe 4, aplicando o método de cálculo proposto no Eurocódigo para cascas, apesar da sua complexidade permite determinar a secção efectiva para qualquer combinação de esforços sem necessidade de recorrer a ábacos. A metodologia proposta para o cálculo de secções de classe 4 implica a utilização do cálculo automático, obtendo resultados mais favoráveis que os apresentados pela ASCE (6).

O algoritmo proposto para o cálculo dos chumbadouros permitiu tirar partido do betão de selagem. No caso do mastro de 97.75 metros, a utilização de *Grout* na selagem aumenta em 39% a resistência quando comparado com a Ligação do Tipo C. Por este motivo é sempre aconselhável o preenchimento da folga entre a base da torre e o betão da fundação com betão de baixa retracção porque garantirá uma segurança adicional à estrutura.

A comparação de resultados com os ábacos do LNEC foi fundamental para validar o programa desenvolvido, tendo-se obtido resultados satisfatórios.

15.

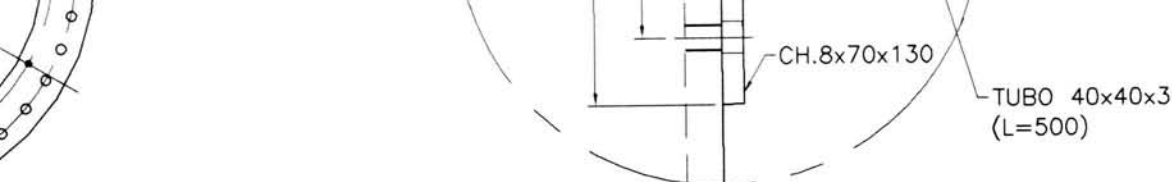
BIBLIOGRAFIA

1. <http://www.waymarking.com/waymarks/WM2XP9>. [Online] [Citação: 20 de 06 de 2008.]
2. **ASCE**. *Design of Steel Transmission Pole Structures*. New York : ASCE, 1991. Vol. ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice Nº 72. ISBN 0-87262-7543.
3. **Brozzetti, M., et al.** Recommandations sur le calcul des structures de mâts d'éclairage de grands espaces. *Revue Construction Métallique n° 4 2000*. 2000, Vol. Nº 4.
4. **CEN**. *Eurocode 1: Actions on Structures - Parte 1-4: General Actions - Wind Actions*. Brussels : CEN-European Committee For Standardization, 2005. pp. 5-145.
5. —. *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements*. Brussels : CEN - European Committee For Standardization, 2006.
6. **Magee, William L.** *ASCE/SEI 48-05: Design of Steel Transmission Pole Structures*. Virginia : ASCE, 2006. ISBN 0-7844-0837-8.
7. **Barros, R. C.** Dimensionamento Estrutural de Mastros Metálicos. *Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería (RIMNCDI)*. 2002, Vols. Vol. 18, Nº 3, pp. 351-365.
8. **CEN**. *EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels : CEN - European Committee For Standardization, 2005.
9. **Burton, Tony**. Wind Energy Handbook. [book auth.] Tony Burton, et al. *Wind Energy Handbook*. Chichester : JOHN WILEY & SONS, LTD, p. 253.
10. **Silva, V. Dias da**. Mecânica e Resistência dos Materiais. *Mecânica e Resistência dos Materiais*. Coimbra : ZUARI, 2004.
11. **Alves, Carlos J.S.** Regra dos trapézios. [Online] <http://www.math.ist.utl.pt/~calves/courses/integra/capiii32.html>.
12. *Dimensionamento Estrutural de Mastros Metálicos*. **Barros, R. C.** Barcelona : Universitat Politecnica de Catalunya (UPC), 2002. Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería (RIMNCDI). Vols. Vol. 18, Nº 3, pp. 351-365.
13. *Dimensionamento Estrutural de Postes Metálicos de Iluminação*. **Barros, R.C., et al.** Lisboa, Portugal : CMM-Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2003. IV Congresso de Construção Metálica e Mista - Tema 3 – Estudos Especiais. pp. 261-274. ISBN: 972983765-1.
14. **Zar, M. e Chu, S.** Chimneys. [autor do livro] E.H. Gaylord and C. N. Gaylord. *Structural Engineering Handbook*. New York : McGraw-Hill Book Company, 1979.
15. **Smith, Brian W.** *Communication Structures*. London : Thomas Telford Ltd, 2007.

-
16. **CENELEC.** *EN 50341 Overhead electrical lines exceeding AC 45 kV Part 1: General requirements - Common specifications.* Brussels : CENELEC, 2001.
17. **CEN.** *ENV 1993-1-1 : Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1.1: General rules and rules for buildings.* Brussels : CEN - European Committee For Standardization, 1992.
18. **Reznicek, J.P.** Home page of Ing. J.P. Reznicek. [Online] <http://www.members.aol.com/jirip/Inertia/Inertia.htm>.
19. **Costa, H. S.** *Relatorio de Estágio Curricular: Torres de grande dimensão.* Porto : s.n., 2008. (in press).
20. **Van der Tempel, J. e Lutje Schipholt, B.** *The Slip-Joint Connection - Alternative connection between pile and tower.* s.l. : Dutch Offshore Wind Energy Converter project [DOWEC], 2003. DOWEC-F1W2-JvdT-03-093/01-P.
21. **Mun, Mary, Lima, J. D'Arga e e Monteiro, Vitor.** *Betão Armado - Esforços Normais e de Flexão (REBAP-83).* Lisboa : Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1999.
22. **Costa, H. S., Santos, B.T. e Miranda, H. D.** *Flexão Composta Desviada em Secções Genéricas de Betão Armado Segundo o EC2. Desenvolvimento de uma Aplicação de Cálculo Automático.* Porto : Deptº Engª Civil, FEUP, 2006. Seminário de Estruturas sob orientação do Prof. Álvaro F. M. Azevedo.
23. **Montoya, P. Jiménez.** *Hormigón Armado : ajustada al código modelo y al Eurocódigo.* Barcelona : Editorial Gustavo Gili, 2000.
24. **SULZBERGER, G.** Les Foundations des supports des lines Electriques aériennes et leur calcul. *BULLETIN n°10 de l'Association Suisse des Electriciens.* 1945, pp. 289-307.
25. **MACIEJEWSKI, Tadeo.** Cálculo de fundaciones para líneas de Transmisión de energia eléctrica con el método de Sulzberger. *Revista Electrotécnica.* 1964, pp. 59-69.
26. *RSLAT - Regulamento de Segurança de Linhas Eléctricas de Alta Tensão.* Lisboa : Direcção Geral de Energia, 1993.
27. **Barros, R.C.** *Seismic Analysis and Design of Bottom Supported Anchored Metallic Tanks.* [ed.] INEGI - Instituto Engenharia Mecânica e Gestão Industrial. Porto : FEUP, 2008. pp. 1-150. (in-press). ISBN: 978-972-8826-18-5.
28. **Antunes, A.P. e Barros, R.C.** *Self-supported high tubular towers.* Kaunas : Mechanika, 2008. pp. 1-9. (in-press).
29. *Wind Dynamic Response of a Metallic Tower.* **Almeida, R.F. e Barros, R. C.** [ed.] J.F. Silva Gomes and Shaker A. Meguid. Leça do Balio, Portugal : Edições INEGI, 2006. 5th International Conference on Mechanics and Materials in Design (M2D'2006). pp. 1-11. Book of Abstracts and CD-ROM, Symp V: Vibration Modeling and Testing in Design, Paper Ref: A0523.0511. ISBN: 972-8826-10-9.
30. *Analysis of the Wind Dynamic Response of Towers and Metallic Masts.* **Almeida, R.F. e Barros, R.C.,** [ed.] G. Montero and R. Montenegro B.H.V. Topping. Stirlingshire, Scotland : Computational Structures Technology, 2006. Eighth International Conference on Computational Structures Technology. pp. 1-11. CD-ROM, Paper 236, Session XL – Dynamics; Civil-Comp Press. ISBN 1-905088-08-6.

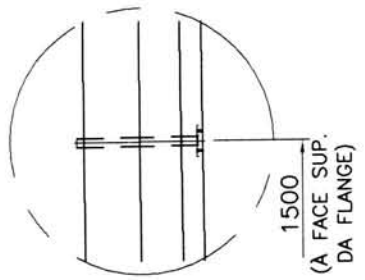
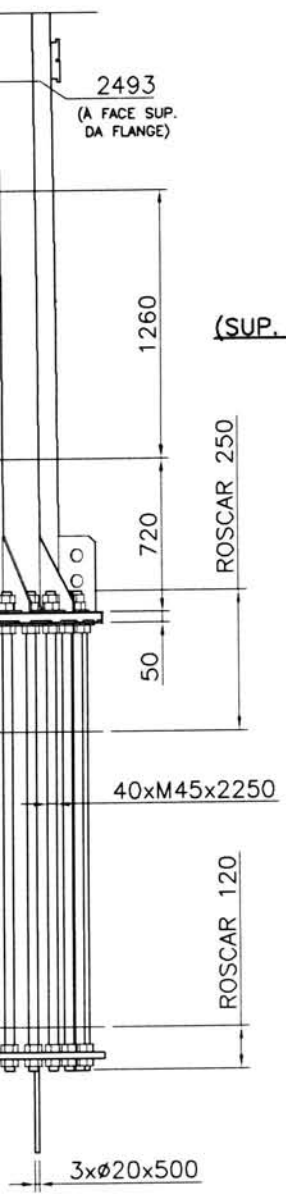
31. *Análise do Efeito Dinâmico do Vento em Torres Metálicas*. Almeida, R.F. e Barros, R.C. Lisboa, Portugal : CMM-Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2005. V Congresso de Construção Metálica e Mista. pp. 793-802. ISBN: 972-98376-7-8.
32. CEN. *Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-3: General Rules - Supplementary Rules for Cold-Formed Members and Sheeting*. Brussels : CEN - European Committee For Standardization, 2006.
33. Barros, R.C. On the Aerodynamics of Metallic Masts. [autor do livro] S. Bockus, R. Jonusas, M. Leonavicius, A. Ziliukas & R. Dundulis A. Bargelis. [ed.] B. Baksys. *Mechanika-2002*. Kaunas : Kauno Technologijos Universitetas, 2002, pp. 15-20.
34. NV 65 - *Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes*. Paris : Editions Eyrolles, 1983. Vol. Règles NV 65 et annexes of document technique unifié.

**ANEXO I
DESENHO DE MONTAGEM DO
MASTRO DE 97.75M**



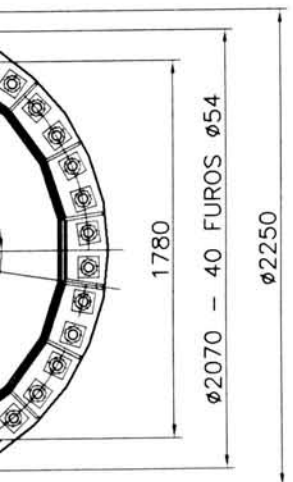
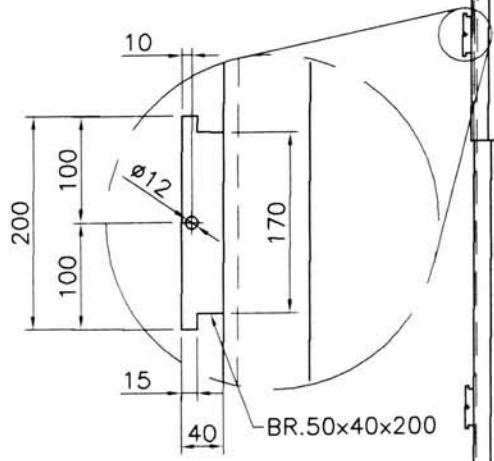
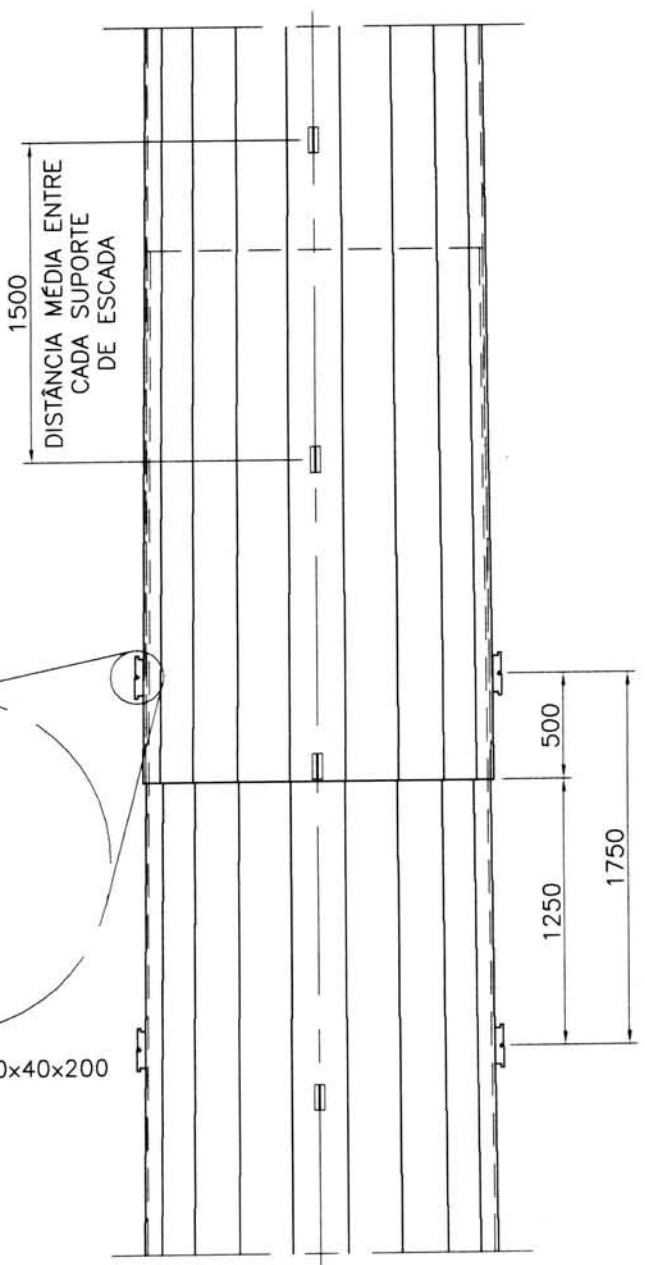
DIMENSÕES DA CHAPA E ENCAIXE DO TUBO PARA PORMENOR 2 E 4

E CÉRCEAS



TROÇO BASE (SUPORTE DE CABOS) (SUP. IGUAL AO PORMENOR-2 E 4)

PATILHAS PARA ENCAIXE DOS TROÇOS



Nº peças	DESIGNAÇÃO	NORMA DES. Nº	Material	Ref	DIMENSÕES	PESO Kg/pec	OBS.
	- SOLDADURA DE ANGULO						
	- SOLDADURA DE TOPO						
	- SOLDADURA DE TOPO						
QUANT.: _____ (A FABRICAR)	DATA: 27/07/2008	RUBRICA: ANA			 Metalogalva <small>INDÚSTRIAS SILVAS S.A. - TROÇOS - PORTUGAL</small> NºCM.01/07.A0.T97 A B C substitui: _____ subst por: _____		
PROJ.: _____	ESCALAS: _____						
VERIF.: _____	= / =		COLUNA METEOROLÓGICA 97.75M				
PESO UNIT.: Kg	toler ET 10 08 B		DESENHO DE CONJUNTO				

ANEXO II
INSTRUÇÕES DE MONTAGEM
DO MASTRO DE 97.75M



Assunto: Instruções de montagem e manutenção de torres meteorológicas – CM01/07

Cliente:

Elaborou, Helder Costa; António Pedro Aproveu, António Pedro

DT DEPARTAMENTO
TÉCNICO

ÍNDICE

	Pág.
1. INTRODUÇÃO.....	3
2. INSTRUÇÕES DE SEGURANÇA.....	3
3. INSPECÇÃO LOCAL.....	4
4. ASSEMBLAGEM.....	5
4.1. MOVIMENTAÇÃO DAS PEÇAS DA COLUNA.....	6
4.2. DESCARGA DOS TROÇOS DA COLUNA.....	6
4.3. ORIENTAÇÃO DOS TROÇOS.....	7
4.4. LIGAÇÃO DE ENCAIXE.....	7
4.5. SEQUÊNCIA DE ASSEMBLAGEM.....	7
5. MONTAGEM DE ACESSÓRIOS.....	10
5.1. ESCADAS.....	10
5.2. ACESSÓRIOS.....	10
6. ARVORAMENTO / LEVANTAMENTO.....	11
6.1. PREPARAÇÃO PARA O LEVANTAMENTO.....	11
6.2. LEVANTAMENTO.....	12
7. MONTAGEM VERTICAL (PARCIAL).....	14
8. MONTAGEM DEFINITIVA DOS ACESSÓRIOS.....	15
9. TABELA DE REFERÊNCIA.....	15
10. MANUTENÇÃO.....	16

Este documento é propriedade de Irmãos Silvas, SA.-reprodução e/ou transmissão a terceiros proibida sem autorização escrita.

MAGANHA S.TIAGO DE BOUGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521

www.metalogalva.pt | metalogalva@metalogalva.pt

Assunto: Instruções de montagem e manutenção de torres meteorológicas – CM01/07

Cliente:

Elaborou, Helder Costa; António Pedro Aprovou, António Pedro

**DT DEPARTAMENTO**
TÉCNICO

1. INTRODUÇÃO

A METALOGALVA não se responsabilizará por situações cujas consequências derivam do facto de não terem sido respeitadas as instruções de montagem e manutenção contidas neste manual.

A informação contida no presente documento não pretende ser totalmente conclusiva no entanto serve como um guia para auxílio da montagem de torres meteorológicas. A Metalogalva pressupõe que a empresa responsável pela montagem possui alguma experiência comprovada na montagem de colunas unidas por encaixe e que possui no terreno o equipamento necessário para executar a montagem correctamente. Este guia deverá ser cuidadosamente analisado e distribuído à equipa e de montagem estando os técnicos da Metalogalva disponíveis para qualquer esclarecimento ou mudança nos procedimentos de montagem.

Durante as operações de montagem e manutenção é necessário ter, entre outras, as seguintes medidas preventivas:

- Não realizar trabalhos em condições climáticas adversas.
- Sinalizar a zona de trabalho com um perímetro adequado.
- Consultar todas as normas de segurança, assim como a legislação aplicável.
- As operações de montagem e a manutenção devem ser realizadas apenas por pessoal qualificado e com experiência na realização desses mesmos trabalhos.
- Para o acesso ao cimo da torre deve-se utilizar um cinto de segurança e um arnês tipo CARABELLI ou semelhante.
- Durante a subida/descida da torre, parar nos degraus de descanso e recolher os mesmos após a sua utilização.

2. INSTRUÇÕES DE SEGURANÇA

Este tipo de torres devem ser instaladas e utilizadas apenas por pessoal qualificado, seguindo as instruções indicadas neste manual.

O responsável pela segurança deve ter sempre em atenção e evitar qualquer actividade perigosa que não respeite as normas de segurança relativas a cada situação, tanto na realização da montagem como na altura em que se procede à manutenção.

É necessário que os encarregados e o pessoal de montagem revejam sempre os seguintes pontos antes de iniciarem a montagem e a manutenção:

- Inspeccionar o local de trabalho.

Este documento é propriedade de Irmãos Silvas, SA.-reprodução e/ou transmissão a terceiros proibida sem autorização escrita.

MAGANHA S.TIAGO DE BOUGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521

www.metalogalva.pt | metalogalva@metalogalva.pt

Assunto: Instruções de montagem e manutenção de torres meteorológicas – CM01/07

Cliente:

Elaborou, Helder Costa; António Pedro Aprovou, António Pedro

DT DEPARTAMENTO
TÉCNICO

- Analisar pormenorizadamente o trabalho.
- Planear cuidadosamente toda a montagem.
- Ter conhecimento das empresas implicadas assim como do seu pessoal.
- Instalações de primeiros socorros.
- Ler o manual de montagem.
- Não subir a coluna nem elevá-la em condições meteorológicas adversas (chuva ou vento).
- No caso de manutenção verificar que todos os elementos de ligação estejam completamente apertados (escadas, apoios, flange base, suportes, etc. ...)
- Não usar elementos modificados ou em mau estado.

Para além das instruções contidas neste manual, deve-se igualmente cumprir as disposições regulamentares assim como as normas para a prevenção de acidentes de trabalho.

Não pode ser efectuado qualquer tipo de modificação ou transformação nas torres meteorológicas sem a autorização expressa do departamento técnico da Metalogalva.

Guardar uma cópia deste Manual num local da Instalação de fácil acesso.

3. INSPECÇÃO LOCAL

A entidade responsável pela montagem, antes de proceder à montagem da estrutura, deverá verificar os pontos seguintes:

- Verificar se possui os desenhos necessários para a montagem e listas de expedição do material.
- Verificar se os troços da coluna especificados no desenho ou listas de embalagem correspondem aos fornecidos.
(**NOTA:** todos os troços encontram-se referenciados na parte inferior dos mesmos).
- Verificar se a flange do troço de base possui uma distribuição de furos igual ao conjunto de chumbadouros da fundação.
- Verificar se a estrutura possui algum parte danificada devido ao transporte, manuseamento ou armazenamento. Verificar também se o sistema de protecção anti-corrosão (galvanização e/ou pintura) se encontra danificado e reparar se necessário.
- Deve ser realizado no local uma inspecção visual para verificar se existe alguma peça empenada. Deve-se observar as todas as faces procurando qualquer curvatura da secção ao

Este documento é propriedade de Irmãos Silvas, SA.-reprodução e/ou transmissão a terceiros proibida sem autorização escrita.

MAGANHA S.TIAGO DE BOUGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521

www.metalogalva.pt | metalogalva@metalogalva.pt

Assunto: Instruções de montagem e manutenção de torres meteorológicas – CM01/07

Cliente:

Elaborou, Helder Costa; António Pedro Aprovou, António Pedro

DT DEPARTAMENTO
TÉCNICO

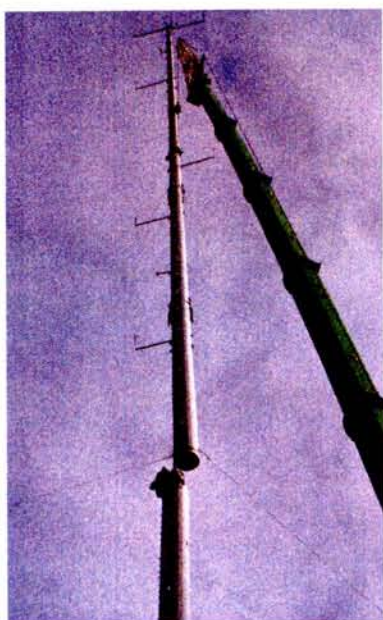
longo da face. Uma corda a unir o topo à base do troço em análise permite a identificação de irregularidades relativas a empenos de cada troço da torre.

- Inspeccionar visualmente as secções do topo e do pé de cada troço para identificar qualquer ovalização que impossibilitem ou dificultem o encaixe dos troços. Poderá ser utilizado um macaco hidráulico para corrigir a ovalização do troço.

NOTA: Qualquer discrepância e/ou danos de transporte ou de manuseamento que sejam encontrados deverão ser comunicados à Metalgalva. Na maioria dos casos uma equipa experiente em montagem deste tipo de estruturas possui conhecimento e o equipamento necessário para corrigir no local pequenas irregularidades da estrutura. Não são permitidas quaisquer tipo de alterações na estrutura sem a autorização da Metalgalva.

4. ASSEMBLAGEM

Sempre que estejam reunidas as condições necessárias, nomeadamente em termos de espaço e capacidades de elevação, a estrutura deve ser assemblada **horizontalmente** no solo. Posteriormente a torre deverá ser levantada numa só peça. Caso não seja possível, a torre poderá ser montada na vertical, no entanto, deverão ser tomadas precauções de forma a garantir que todas as secções de encaixe cumprem o comprimento mínimo de encaixe e que é alcançada a força de encaixe mínima. A indicação do comprimento de encaixe mínimo e da força de encaixe mínima são indicados nos desenhos fornecidos.



Este documento é propriedade de Irmãos Silvas, SA.-reprodução e/ou transmissão a terceiros proibida sem autorização escrita.

MAGANHA S.TIAGO DE BOUGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521

www.metalgalva.pt | metalgalva@metalgalva.pt

Assunto: Instruções de montagem e manutenção de torres meteorológicas – CM01/07

Cliente:

Elaborou, Helder Costa; António Pedro Aprovou, António Pedro

DT DEPARTAMENTO
TÉCNICO

4.1. MOVIMENTAÇÃO DAS PEÇAS DA COLUNA

Durante a movimentação das peças da coluna, deve-se ter em consideração os seguintes pontos:

- Utilização de casaco, calças, capacete e botas de protecção.
- A equipa de montagem deverá estar colocada fora do alcance da zona de actuação da Grua, tendo um especial cuidado ao libertar os elementos que fixaram a carga, de modo a evitar movimentos, durante o transporte.
- Utilização de cintas de carga adequadas e em boas condições.
- Durante todas as operações seguir as instruções gerais de segurança.

4.2. DESCARGA DOS TROÇOS DA COLUNA

Confirmar o peso de cada troço da coluna e elevá-los com cintas cujas características de carga sejam as adequadas.

As cintas devem estar colocadas no máximo a 500mm do centro de gravidade. O encarregado geral deverá marcar este local de forma a não surgir dúvidas no momento da descarga.

Fixar uma cinta auxiliar á base ou na parte superior do troço da coluna para que deste modo o operário possa manobrar e posicionar correctamente o troço da coluna para os passos seguintes do processo de montagem.

Ao descarregar os troços do camião, apoiar os mesmos no solo, sobre uns tacos de madeira resistentes para que não se danifiquem as superfícies galvanizadas e pintadas. É necessário ainda bloquear os troços das colunas com cunhas de madeira em ambos os lados.



Este documento é propriedade de Irmãos Silvas, SA.-reprodução e/ou transmissão a terceiros proibida sem autorização escrita.

MAGANHA S.TIAGO DE BOUGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521

www.metalogalva.pt | metalogalva@metalogalva.pt

Assunto: Instruções de montagem e manutenção de torres meteorológicas – CM01/07
Cliente:
Elaborou, Helder Costa; António Pedro Aprovou, António Pedro

DT DEPARTAMENTO
TÉCNICO

4.3. ORIENTAÇÃO DOS TROÇOS

Os troços deverão ser posicionados com a soldadura alinhada e com os vértices do polígono coincidentes. Os suportes da escada deverão ser orientados para cima de forma a permitir a montagem da escada na horizontal. As zonas dos troços onde serão instalados os acessórios e/ou suportes deverão estar desimpedidas, sem haver necessidade de rodar a torre após a assemblagem, para a sua instalação.



4.4. LIGAÇÃO DE ENCAIXE

As ligações de encaixe funcionam por atrito e por pressões de contacto entre as secções macho e fêmea.

Antes de acoplar as secções as áreas da zona de encaixe (face exterior da secção macho e face interior da secção fêmea) deverão ser limpas e livres de qualquer imperfeição que dificulte o encaixe. A zona de encaixe da secção macho deverá ser marcada com um tipo de marcação não permanente com a indicação do comprimento de encaixe teórico e o mínimo e adicionalmente uma marcação de 10mm em 10mm. Esta marcação permitirá aos montadores avaliar a qualidade da união e decidir se é ou não suficiente.

Os troços são fornecidos com pelo menos duas peças soldadas que permitem a aplicação dos macacos hidráulicos. Existem vários métodos para montagem de torres em função das dimensões das peças a unir e das forças de encaixe sendo os mais comuns os hidráulicos e os mecânicos (mais conhecidos por tirfor's). A utilização de macacos hidráulicos é sempre preferível.

4.5. SEQUÊNCIA DE ASSEMBLAGEM

1. Os troços deverão ser posicionados na horizontal apoiados em cavaletes ou em travessas de madeira de forma a alinhar os troços, localizados de tal forma que não impeçam o encaixe. Deverão ser tomadas precauções para que os elementos de apoio não danifiquem os troços e seus acessórios. O troço de base deverá situar-se próximo do conjunto de chumbadouros.
2. Os troços deverão ficar afastados entre si cerca de 20cm na horizontal para permitir a passagem de cabos pelo seu interior.

Este documento é propriedade de Irmãos Silvas, SA.-reprodução e/ou transmissão a terceiros proibida sem autorização escrita.

MAGANHA S.TIAGO DE BOUGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521

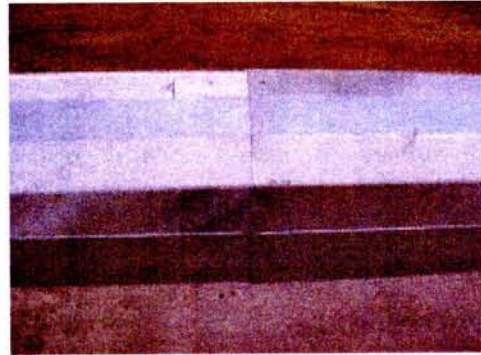
www.metalgalva.pt | metalgalva@metalgalva.pt

T:\PROJECTO\PRODUTO_TIPO\COLUMNAS\METEO\DOSSIER_PRODUTO\INST_MONT_METEO_PT.DOC

IRMÃOS SILVAS, S.A. | Mod IS006A // DocSGQ | MemóriaCálculo-02 [INST_MONT_METEO_PT.DOC]

Assunto: Instruções de montagem e manutenção de torres meteorológicas – CM01/07
Cliente:
Elaborou, Helder Costa; António Pedro Aprovou, António Pedro

DT DEPARTAMENTO
TÉCNICO



3. Passar todos os cabos pelo interior dos troços e amarrá-los à barra no interior dos troços. A amarração dos cabos deverá permitir o escorregamento dos mesmo para poder ajustar após o encaixe.
4. Efectuar a marcação em cada troço do comprimento de encaixe mínimo e nominal, de forma a permitir o controlo da qualidade da união. Nos desenhos de montagem são apresentados os valores dos referidos comprimentos de encaixe
5. Apontar em primeiro lugar o troço da base com o segundo troço. Fixar um extremo dos cilindros à peça de ancoragem de um dos troços e o outro extremo troço seguinte.



6. O encaixe deverá ser realizado deslizando a secção fêmea sobre a secção macho. Os troços poderão ser oscilados para cima e para baixo para facilitar o encaixe e ajustar as peças. O alinhamento e as forças de tracção aplicadas deverão estar equilibradas. O alinhamento dos troços poderá ser corrigido levantando a extremidade com menor diâmetro do troço fêmea ou levantando a zona de encaixe.

Este documento é propriedade de Irmãos Silvas, SA.-reprodução e/ou transmissão a terceiros proibida sem autorização escrita.

MAGANHA S.TIAGO DE BOGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521

www.metalgalva.pt | metalgalva@metalgalva.pt

T:\PROJECTO\PRODUTO_TIPO\COLUMNAS\METEO\DOSSIER_PRODUTO\INST_MONT_METEO_PT.DOC

IRMÃOS SILVAS, S.A. | Mod. IS006A // DocSGQ | MemóriaCálculo-02 [INST_MONT_METEO_PT.DOC]

Assunto: Instruções de montagem e manutenção de torres meteorológicas – CM01/07

Cliente:

Elaborou, Helder Costa; António Pedro Aprovou, António Pedro

DT DEPARTAMENTO
TÉCNICO

7. Repetir as mesmas operações para o segundo e terceiro troços e assim sucessivamente até terem sido encaixados todos os troços.

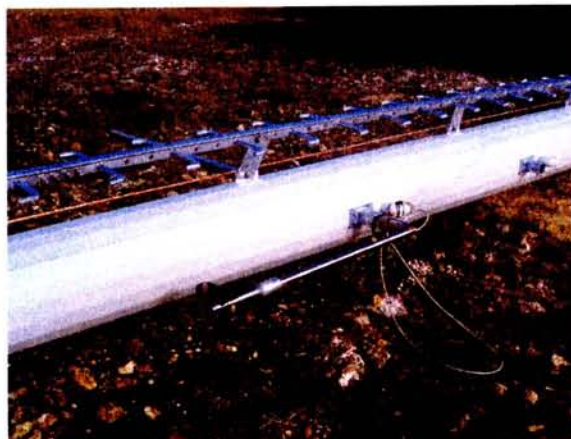
ATENÇÃO: Durante o processo de montagem estão envolvidas forças elevadas sendo aconselhado a que os operadores estejam afastados dos macacos hidráulicos ou dos aparelhos de ancoragem e manter as mãos afastadas da zona de encaixe.

8. A união deverá ser considerada aceitável assim que se verificar as seguintes condições:

- As forças mínimas indicadas no desenho foram respeitadas;
- A folga máxima entre as faces da secção macho e da secção fêmea é inferior a 5mm;
- O comprimento mínimo de encaixe foi alcançado;
- A secção fêmea não está impedida por nenhum acessório ou elemento do troço macho.



9. Após montar todas as partes que irão ser montadas na horizontal deverão ser instalados os acessórios, tais como: escadas, suportes de pára-raios, etc. Os acessórios de grandes dimensões que possam dificultar a elevação deverão ser montados após o arvoreamento. Os parafusos das escadas deverão ter alguma folga para permitir alguns ajustes que poderão ocorrer durante o processo de elevação.



10. Reparar, se necessário, o sistema de protecção anti-corrosão ou pintura antes de proceder à elevação da torre.

Este documento é propriedade de Irmãos Silvas, SA.-reprodução e/ou transmissão a terceiros proibida sem autorização escrita.

MAGANHA S.TIAGO DE BOUGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521

www.metalgalva.pt | metalgalva@metalgalva.pt

Assunto: Instruções de montagem e manutenção de torres meteorológicas – CM01/07

Cliente:
Elaborou, Helder Costa; António Pedro Aprovou, António Pedro



DT DEPARTAMENTO
TÉCNICO

5. MONTAGEM DE ACESSÓRIOS

5.1. ESCADAS

Colocar a escada, começando desde o topo até à base. Posicionar em primeiro lugar trapézios de furos rasgados sobre a coluna, unidos por um parafuso.



Seguidamente montar um troço da escada sobre estes trapézios e colocar todos os parafusos (nesta fase nenhum parafuso deve estar totalmente apertado).

Os trapézios de furos rasgados colocam-se, consoante a necessidade de fazê-los coincidir com os apoios da escada.



Realizar a mesma operação com todos os troços da escada, seguindo-se a colocação de 2 peças de ligação e fixá-las com 4 parafusos (completamente apertados), tendo a precaução de alinhar bem a escada a todas as ligações longitudinais. Todos os parafusos são M16.

Os degraus de descanso colocam-se uma vez montada a escada.

5.2. ACESSÓRIOS

Os acessórios e equipamentos de medição deverão ser instalados apenas depois de concluir o aperto das escadas.



Este documento é propriedade de Irmãos Silvas, SA.-reprodução e/ou transmissão a terceiros proibida sem autorização escrita.

MAGANHA S.TIAGO DE BOUGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521

www.metalgalva.pt | metalgalva@metalgalva.pt

T:\PROJECTO\PRODUTO_TIPO\COLUMNAS\METEO\DOSSIER_PRODUTO\INST_MONT_METEO_PT.DOC

IRMÃOS SILVAS, S.A. | Mod IS006A // DocSGQ | MemóriaCálculo-02 [INST_MONT_METEO_PT.DOC]

Assunto: Instruções de montagem e manutenção de torres meteorológicas – CM01/07

Cliente:
Elaborou, Helder Costa; António Pedro Aprovou, António Pedro

DT DEPARTAMENTO
TÉCNICO

6. ARVORAMENTO / LEVANTAMENTO

6.1. PREPARAÇÃO PARA O LEVANTAMENTO

Antes de proceder ao nivelamento das porcas sobre os chumbadouros deve-se retirar a cerca superior utilizada para a betonagem da fundação.

Nota: Quando se realiza a betonagem dos chumbadouros, é recomendado que 2 pernos opostos em 180° ultrapassem em 1cm a altura dos restantes chumbadouros para facilitar a manobra de encaixe da flange de base.



Seguidamente, deve-se colocar duas porcas (uma de nivelamento e outra que tem como função de “contra-porca”) em cada chumbadouro e deve-se nivelar as porcas com a maior precisão possível.

Nota: Este passo é muito importante uma vez que facilita o trabalho posterior.

Acima das porcas de nivelamento deve-se deixar comprimento de varão roscado suficiente para a flange de base, duas anilhas e outras duas porcas.



Este documento é propriedade de Irmãos Silvas, SA.-reprodução e/ou transmissão a terceiros proibida sem autorização escrita.

MAGANHA S.TIAGO DE BOUGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521

www.metalogalva.pt | metalogalva@metalogalva.pt

T:\PROJECTO\PRODUTO_TIPO\COLUMNAS\METEO\DOSSIER_PRODUTO\INST_MONT_METEO_PT.DOC

IRMÃOS SILVAS, S.A. | Mod. IS006A // DocSGQ | MemóriaCálculo-02 [INST_MONT_METEO_PT.DOC]

Assunto: Instruções de montagem e manutenção de torres meteorológicas – CM01/07

Cliente:

Elaborou, Helder Costa; António Pedro Aprovou, António Pedro

DT DEPARTAMENTO
TÉCNICO

Antes de proceder ao levantamento da torre devem de ser colocados os cabos ou correntes de aço que impeçam o desencaixe dos troços. Às colunas serão soldadas umas abraçadeiras para facilitar a passagem dos cabos de saída e também o encaixe do cabo da grua



6.2. LEVANTAMENTO

- Para evitar que se desencaixe algum troço com o levantamento, fixar os cabos de segurança desde dos dois cutelos especiais colocados na base da coluna até ao ponto de amarração do gancho da grua. Os cabos devem estar dimensionados para suportar o peso total da coluna ou utilizar
- Desimpedir a zona de trabalho, deve estar livre de cabos eléctricos ou outros elementos que apresentem riscos.
- Amarrar bem as cintas com a supervisão do operário da grua, utilizando cintas



Este documento é propriedade de Irmãos Silvas, SA.-reprodução e/ou transmissão a terceiros proibida sem autorização escrita.

MAGANHA S.TIAGO DE BOUGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521

www.metalgalva.pt | metalgalva@metalgalva.pt

T:\PROJECTO\PRODUTO_TIPO\COLUMNAS\METEO\DOSSIER_PRODUTO\INST_MONT_METEO_PT.DOC

IRMÃOS SILVAS, S.A. | Mod IS006A // DocSGQ | MemóriaCálculo-02 [INST_MONT_METEO_PT.DOC]

Assunto: Instruções de montagem e manutenção de torres meteorológicas – CM01/07
Cliente:
Elaborou, Helder Costa; António Pedro Aprovou, António Pedro

DT DEPARTAMENTO
TÉCNICO

adequadas à carga a ser elevada.

- Os pontos de equilíbrio, para a elevação são definidos consoante os meios disponíveis e caberá aos operadores de grua a sua definição (um operador de grua experiente sabe certamente definir os pontos de elevação). Deve-se realizar a elevação com duas gruas escolhendo os dois pontos de elevação de tal forma a que seja minimizada a deflexão da torre para que seja possível e de uma forma mais fácil conduzir a coluna até a sua posição vertical.
- Uma grua de apoio deverá ser colocada perto da base. (A distância relaciona-se em função das gruas e da altura da coluna).
- Não elevar nunca a coluna com vento, chuva nem com más condições climáticas.
- Afastar-se da coluna quando esta se encontra suspensa ou em movimento.
- Colocar a coluna sobre os pernos, colocar as anilhas, porcas e contraporcas o mais rapidamente possível.
- Para deixar a coluna completamente na vertical deve-se nivelar mediante as porcas de nivelção. **ATENÇÃO:** Estes movimentos deverão ser muito ligeiros pois um pequeno deslocamento na vertical será amplificado em função da dimensão da torre. É aconselhável não rodar mais do que 1/2 volta.
- Assim que esteja finalizado o nivelamento deverão ser apertadas as contra porcas inferiores e superiores. É aconselhável marcar com tinta vermelha uma linha nos chumbadouros e porcas que permitirá, mais tarde, identificar porcas que tenham sido desapertadas.
- Finalmente é necessário efectuar a



Este documento é propriedade de Irmãos Silvas, SA.-reprodução e/ou transmissão a terceiros proibida sem autorização escrita.

MAGANHA S.TIAGO DE BOUGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521

www.metalgalva.pt | metalgalva@metalgalva.pt

Assunto: Instruções de montagem e manutenção de torres meteorológicas – CM01/07

Cliente:

Elaborou, Helder Costa; António Pedro Aprovou, António Pedro

DT DEPARTAMENTO
TÉCNICO

selagem com betão de baixa resistência (tipo SikaGrout) do espaço que falta entre a sapata e a placa da base, deixando uma saída para a água e a humidade.



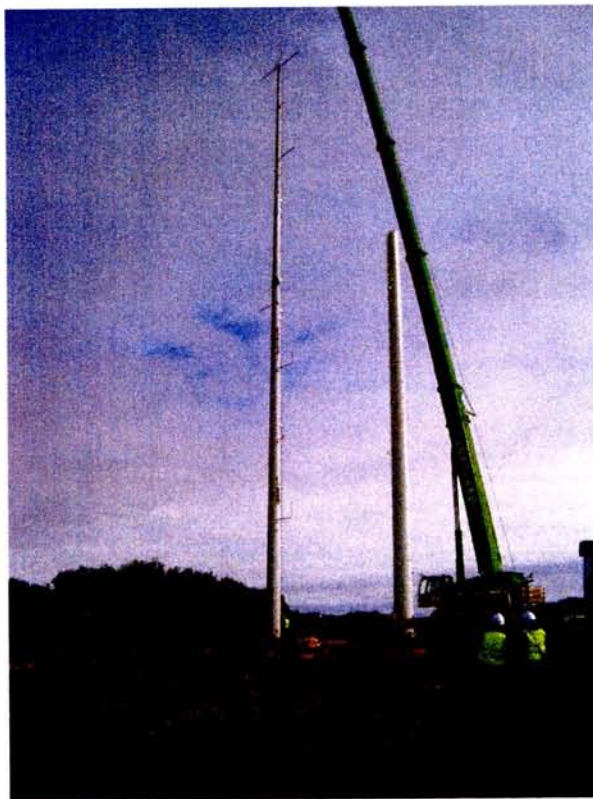
7. MONTAGEM VERTICAL (PARCIAL)

No caso de torres de grande dimensão tais como as de 97.75m a montagem parcial da torre na vertical será mais aconselhável. Propõe-se que os três primeiros troços sejam montados horizontalmente e depois elevados.

Após ligação da flange do troço de base aos chumbadouros deverá proceder-se à montagem horizontal dos restantes troços.

Os restantes troços serão elevados de forma análoga à descrita anteriormente, no entanto durante a fase de acoplamento dos dois conjuntos será necessário um bailéu para fixar os macacos hidráulicos e aplicar as forças indicadas no desenho de montagem.

ATENÇÃO: as forças de encaixe indicadas no desenho deverão ser aplicadas com recurso a macacos hidráulicos ou outros meios mecânicos equivalentes, não sendo permitido em caso algum substituir estas forças pelo peso da própria estrutura.



Este documento é propriedade de Irmãos Silvas, SA.-reprodução e/ou transmissão a terceiros proibida sem autorização escrita.

MAGANHA S.TIAGO DE BOUGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521

www.metalgalva.pt | metalgalva@metalgalva.pt

T:\PROJECTO\PRODUTO_TIPO\COLUMNAS\METEO\DOSSIER_PRODUTO\INST_MONT_METEO_PT.DOC

IRMÃOS SILVAS, S.A. | Mod. IS006A // DocSQG | MemóriaCálculo-02 [INST_MONT_METEO_PT.DOC]

Assunto: Instruções de montagem e manutenção de torres meteorológicas – CM01/07
Cliente:
Elaborou, Helder Costa; António Pedro Aprovou, António Pedro

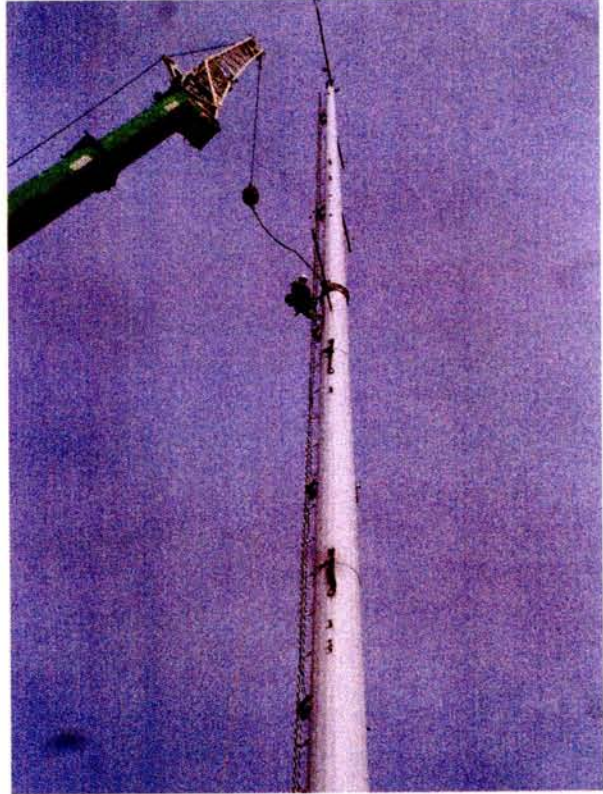
DT DEPARTAMENTO
TÉCNICO

8. MONTAGEM DEFINITIVA DOS ACESSÓRIOS

Uma vez nivelada e segura a torre é necessário retirar os atados das guias e passar à montagem dos acessórios. A escada necessita de ser apertada antes da realização de qualquer operação.

- O pessoal especializado para trabalhos em altura deve subir pelas escadas sempre equipados com o arnés anti-quedas tipo “carabelli” ou semelhante. **ATENÇÃO:** À medida que o operário vai subindo pela escada deve ir apertando os parafusos de encaixe da mesma e caso detecte alguma irregularidade deve realizar uma reparação aplicando todas as medidas de segurança necessárias
- Os acessórios e equipamentos de medição devem ser instalados depois de concluir o aperto definitivo da escada.

O operador deverá estar equipado com um sistema anti-quedas antes de iniciar a subida.



9. TABELA DE REFERÊNCIA

Antes do levantamento da coluna é necessário que haja uma reunião com o gruísta para uma definição dos meios necessários, as guias, o sistema de fixação dos cabos e a posição das guias. A responsabilidade do levantamento é sempre do operador da grua uma vez que este deverá liderar e supervisionar todas as acções relativas ao levantamento das colunas.

Apresentamos então uma tabela de referência com dados aproximados ainda que, como foi referido anteriormente, qualquer manobra do levantamento deve ser aprovada pelo operador da grua.

Assunto: Instruções de montagem e manutenção de torres meteorológicas – CM01/07**Cliente:****Elaborou,** Helder Costa; António Pedro **Aprovou,** António Pedro**DT DEPARTAMENTO**
TÉCNICO

ALTURA DA COLUNA	PONTO APROXIMADO DO PONTO DE ELEVAÇÃO PRINCIPAL	GRÚA PRINCIPAL	GRÚA DE APOIO
42,75	30,00	90 TM	
52,75	35,00	90 TM	
57,75	35,00	90 TM	
64,75	45,00	250 TM	
67,75	45,00	250 TM	
75,75	57,00	300 TM	90 TM
77,75	57,00	300 TM	90 TM
97,75	77,00	500 TM	120 TM

NOTA: As colunas de 97,75 metros, recomendamos levantá-las por partes, efectuando-se um primeiro levantamento de três troços e posteriormente um segundo levantamento dos restantes troços.

10. MANUTENÇÃO

- Não efectuar a manutenção com condições climatéricas adversas.
- Analisar o trabalho pormenorizadamente.
- Inspeccionar o local de trabalho.
- Assinalar a zona de trabalho num perímetro adequado.
- Consultar todas as normas de segurança assim como a legislação aplicável.
- A manutenção deve ser efectuada apenas por pessoal qualificado para trabalhos em altura.
- Utilizar um cinto de segurança e um arnês tipo Carabelli ou semelhante.
- Utilizar os pés de repouso e recolhê-los quando já não estejam a ser utilizados.
- Comprovar que todos os elementos de ligação estejam totalmente apertados, escadas, pés de repouso, placas base, etc.
- Não usar materiais modificados ou em mau estado.

Este documento é propriedade de Irmãos Silvas, SA.-reprodução e/ou transmissão a terceiros proibida sem autorização escrita.

MAGANHA S.TIAGO DE BOUGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521

www.metalgalva.pt | metalgalva@metalgalva.pt



Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Rua Dr. Roberto Frias, s/n 4200-465 Porto PORTUGAL
www.fe.up.pt



FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

BIBLIOTECA



0000099829