

Dimensionamento de Torres Espiadadas de Grande Altura

CECÍLIA MARIA ANDRADE MENDONÇA

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

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel Meneses Carneiro de Barros

JULHO DE 2012

Mestrado Integrado em Engenharia Civil 2011/2012

Departamento de Engenharia Civil

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

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

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

Aos meus Pais.

«A perplexidade é o início do conhecimento»

Kahlil Gibran

*«Nada existe tão alto que o homem, com força
de vontade, não possa apoiar a sua escada.»*

Friedrich Schiller

Agradecimentos

A todos os que me acompanharam neste percurso, familiares, amigos e colegas de trabalho; que com a vossa amizade e suporte, compreensão e disponibilidade, me ajudaram a chegar até aqui e concretizar este trabalho com tanta alegria. Quero no entanto expressar um agradecimento especial:

- ao Professor Rui Carneiro Barros, o meu orientador, pelos seus ensinamentos, pela bibliografia disponibilizada, pela sua paixão pelo saber com que me contagia, pela sua eterna paciência com que me acompanhou neste meu percurso;
- aos meus pais, agradeço-lhes o seu apoio incondicional, o seu incentivo, a paciência nos momentos de maior cansaço e dificuldades, a sua presença constante, alegre e leve na minha vida;
- ao meu irmão Bernardo, por ser o meu amigo mais antigo, companhia de todas as horas e para todas as horas;
- ao Bernardo por todo o apoio e carinho recebido, pela sua compreensão e sensibilidade, pelas suas palavras de incentivo e motivação, pelo seu Amor;
- à Manuela (Blão) pelo exemplo que foi para mim ao longo da minha vida,
- aos amigos e colegas de terras nortenhas, que me ajudaram a sentir-me um pouco mais em casa no Porto ao longo destes anos;
- e por fim, mas não menos importante, aos meus amigos alfacinhas que apesar das distâncias e dos horários loucos acabam por arranjar uma forma de se fazer presentes.

A todos vocês o meu mais sentido obrigada.

RESUMO

O trabalho apresentado nesta dissertação teve como principal objetivo a sistematização dos principais conceitos associados ao dimensionamento de uma torre espiada.

Neste contexto, são apresentados os fundamentos teóricos e os passos fundamentais para os vários métodos de análise a utilizar. São abordadas as normas, Eurocódigo, relativas a cada um desses assuntos.

Começou-se por avaliar as duas ações dinâmicas mais gravosas para a estrutura: O efeito de rajada do vento e a ação dos sismos. Ainda na ação do vento verificou-se também a expressão das ações transversais à sua direção.

Foram expostas várias formas de modelação da estrutura e considerações a fazer no modelo a criar. Visto tratar-se de uma estrutura esbelta foi necessário ter em conta os efeitos de segunda ordem $P-\Delta$ e o ainda o comportamento não linear dos cabos.

PALAVRAS-CHAVE: Torre espiada, dimensionamento, ações dinâmicas, efeito $P-\Delta$, não linearidade geométrica.

ABSTRACT

The work presented in this thesis pretends to structure the main concepts associated with the design of a guided tower.

In this context, we present the theoretical foundations and the essential steps for the various methods of analysis. This thesis covers the standards and the Eurocodes for each of these subjects.

We began by evaluating the two dynamic actions more burdensome to the structure: The gust effect of wind and the action of earthquakes. Concerning the wind there was also an expression of their actions cross direction.

The paper presents various forms of modeling the structure and what to consider when creating the model. Since this is a slender structure it was necessary to take into account the effects of second-order $P-\Delta$ and also the nonlinear behavior of cables.

KEYWORDS: Guyded tower, design, dynamic action, $P-\Delta$ effect, geometric non-linearity.

Índice Geral

RESUMO.....	I
ABSTRACT.....	III
ÍNDICE GERAL.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS	IX
ÍNDICE DE TABELAS	XI
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	XIII
1 INTRODUÇÃO	1
1.1. – GENERALIDADES	1
1.2. - OBJETIVOS.....	2
1.3. - ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	3
1.4. – INSTRUÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
2 CONFIGURAÇÃO ESTRUTURAL	5
2.1. CARACTERÍSTICAS DAS TORRES ESPIADAS TRIANGULARES	5
2.2. CABOS.....	6
2.2. ANTENAS	7
3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO	9
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	9
3.2. MODELAÇÃO DO MASTRO.....	9
3.3. MODELAÇÃO DOS CABOS	10
3.4. CARREGAMENTOS	12
3.5. REQUISITOS MÍNIMOS	12
3.6. DADOS PARA O DIMENSIONAMENTO.....	12
3.7. RESULTADOS DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO	15
4. AÇÃO DO VENTO	17
4.1-PRESSÃO DO VENTO.....	18
4.2. – COEFICIENTE DE FORÇA	21
4.3. – COEFICIENTE ESTRUTURAL.....	24
4.3.1 – COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO	24
4.3.2. – ESCALA DE COMPRIMENTO DE TURBULÊNCIA:	24
4.3.3. – FACTOR DE PICO – COEFICIENTE DE RAJADA.....	25
4.3.4. – COEFICIENTE DE RESSONÂNCIA.....	25
4.3.5. – COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO LOGARÍTMICO.....	26
4.3.6. – DESVIO PADRÃO DA ACELERAÇÃO CARACTERÍSTICA DO VENTO.....	27
4.4. – PARTILHA DE VÓRTICE (VORTEX SHEDDING)	28
4.4.1. – FREQUÊNCIA DE PARTILHA DE VÓRTICES	28
4.4.2. – AÇÃO DE DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES	30

4.4.3. – CÁLCULO DA AMPLITUDE TRANSVERSAL AO VENTO	30
4.4.4. – COEFICIENTE DE FORÇA LATERAL	30
4.4.5. – COEFICIENTE DE COMPRIMENTO DE CORRELAÇÃO, KW	32
4.4.6. – COEFICIENTE DE CONFIGURAÇÃO MODAL, K	32
4.4.7. – NÚMERO DE CICLOS DE CARREGAMENTO, N	33
4.5. – OVALIZAÇÃO (OVALING).....	35
4.6. – GALOPE	37
4.7. – DIVERGÊNCIA E DRAPEJAMENTO (FLUTTER)	37
4.8. – DADOS DE DIMENSIONAMENTO	38
4.9. – RESULTADOS DA APLICAÇÃO DO VENTO	40
5. AÇÃO SÍSMICA	43
5.1. – ACTIVIDADE SÍSMICA EM PORTUGAL	44
5.2. – ANÁLISE ESPECTRAL	45
5.2.1. – MÉTODO DO RSA.....	46
5.2.2. –MÉTODO DO EN 1998-1.....	48
5.3. – ANÁLISE TEMPORAL	52
5.3.1. – ÇALDIRAN - TURQUIA, 1976.....	53
5.3.2. – KOBE, 1995.....	53
5.3.3. – CHI-CHI, 1999	54
5.3.4. – LOMA PRIETA, 1989	55
5.4 – ANÁLISE DOS SISMOS E RESULTADOS.....	56
5.4.1. – RESULTADOS DA ANÁLISE ESPECTRAL	56
5.4.2. – RESULTADOS DA ANÁLISE TEMPORAL.....	57
6. RESTANTES AÇÕES	59
6.1. - AÇÃO DO PESO PRÓPRIO	59
6.2. - AÇÃO DA TEMPERATURA	60
6.3. - AÇÃO DA NEVE	60
7. MODELO DE DIMENSIONAMENTO	63
7.1 – MASTRO	63
7.2 - CABOS	65
7.3 – ANÁLISE E COMBINAÇÕES.....	68
7.3.1.-ANÁLISE ESTATICA.....	69
7.3.1.1- O EFEITO P- Δ	70
7.3.1.2 – GRANDES DESLOCAMENTOS	71
7.3.2 – ANÁLISE MODAL.....	71
7.3.2.1 – ANÁLISE COM VECTOR PRÓPRIO - EIGENVECTOR.....	71
7.3.2.2 – ANÁLISE COM VECTOR RITZ.....	72
7.3.2.3 – ANÁLISE DOS RESULTADOS	72
7.3.3. – ANÁLISE RESPOSTA ESPECTRAL.....	73
7.3.4. – ANÁLISE TEMPORAL	73
7.3.5 -COMBINAÇÕES DE ESFORÇOS	75
8. VERIFICAÇÕES E.L.U. E ENCURVADURA LOCAL	77

8.1.- CLASSE DO AÇO	77
8.2. – SECÇÕES – CLASSIFICAÇÃO	78
8.2.1.-CLASSIFICAÇÃO DE UMA SECÇÃO.....	79
8.2.2.- ESBELTEZA	81
8.3 - EC3.....	83
8.3.1. – VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	83
8.3.1.1 – VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO AXIAL	83
8.3.1.2 – VERIFICAÇÃO AO MOMENTO FLETOR.....	84
8.3.1.3 – VERIFICAÇÃO INTERAÇÃO MOMENTO FLETOR-ESFORÇO AXIAL	84
8.3.1.3 – VERIFICAÇÃO INTERAÇÃO MOMENTO FLETOR-ESFORÇO TRANSVERSO.....	84
8.3.1.3 – VERIFICAÇÃO FLEXÃO DESVIADA	84
8.3.1.4. - VERIFICAÇÃO À ENCURVADURA.....	84
8.3.2. – VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO	84
8.3.3. – DURABILIDADE DA ESTRUTURA.....	84
8.3.4. – RESISTÊNCIA AO FOGO	84
8.4. – ENCURVADURA	85
8.4.1 – CARGA CRÍTICA	85
8.4.1.1.- ELEMENTOS ISOLADOS	85
8.4.1.2.- ESTRUTURA – “MASTBUCK”	86
8.4.2. – RESISTÊNCIA À ENCURVADURA POR FLEXÃO	86
8.5. – RESULTADOS	87
 9. LIGAÇÕES.....	 89
9.1. - APARAFUSADAS.....	89
9.1.1 – MATERIAIS: CHAPAS E PARAFUSOS.....	89
9.1.2 – LIGAÇÃO AXIAL CENTRADA	92
9.1.3 – LIGAÇÃO EXCÊNTRICA POR CORTE.....	92
9.1.4 – FLEXÃO COMPOSTA	93
9.1.5 – DIMENSIONAMENTO DE UM NÓ DE LIGAÇÃO.....	94
9.2. – LIGAÇÕES SOLDADAS	95
9.2.1. – NOÇÕES GERAIS	95
9.2.1.1 – ESPESSURA DOS CORDÕES	95
9.2.1.2. – DISTRIBUIÇÃO DAS FORÇAS PELOS DIFERENTES CORDÕES	96
9.2.1.3. – CORDÃO DE SOLDADURA CONTINUO	96
9.2.2. - CRITÉRIO DE DIMENSIONAMENTO - MÉTODO DIRECCIONAL	97
9.2.3. –CORDÕES LATERAIS, FRONTAIS E OBLÍQUOS	98
9.2.4. –CORDÕES OBLÍQUOS ASSOCIADOS A CORDÕES LATERAIS	98
9.2.5. – JUNTAS SOLDADAS ENTRE ELEMENTOS DE SECÇÃO TUBULAR CIRCULAR.....	99
9.3. – APLICAÇÃO AO ÚLTIMO MÓDULO DA TORRE.....	101
 10. FUNDAÇÕES.....	 103
10.1 – SAPATA ISOLADA	103
10.1.1. - MÉTODO EC7.....	103
10.1.2. - APLICAÇÃO.....	106
10.2 – MONOBLOCO – MÉTODO SUÍÇO	109
10.3 – FUNDAÇÃO FRACIONADA COM BLOCOS DE ANCORAGEM ESCALONADOS.....	111

11. CONCLUSÕES.....	115
11.1 – GERAIS.....	115
11.2 – SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	116

BIBLIOGRAFIA.....	117
--------------------------	------------

ANEXO A: SISTEMAS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES	I
A.1 – INTRODUÇÃO.....	III
A.2 – SISTEMAS DE PROTEÇÃO SÍSMICA	III
A.2.1 – AMORTECEDORES FLUIDO-VISCOSOS	III
A.2.2. – AMORTECEDORES VISCO-ELÁSTICOS	IV
A.2.3. – AMORTECEDORES FRICCIONAIS.....	IV
A.2.4. – ISOLAMENTO DA BASE.....	V
A.2.5. – AMORTECEDORES DE MASSA SINTONIZADOS (TMD)	V
A.2.6. – AMORTECEDORES DE FLUIDOS SINTONIZADOS (TLD).....	VI
A.2.6.1 – TUNED SLOSHING DAMPERS (TSD)	VI
A.2.6.2 – AMORTECEDORES DE COLUNAS LÍQUIDAS SINTONIZADAS (TLCD).....	VII
A.2.7. – AMORTECEDORES SEMI-ATIVOS	VII

ANEXO B: ALGUMAS NOTAS SOBRE PATOLOGIAS E MANUTENÇÃO	IX
B.1. – PATOLOGIAS.....	XI
A CORROSÃO	XI
B.2. – MANUTENÇÃO	XII
B.2.1 – INSPECÇÃO.....	XII
B.2.2. - PREVENÇÃO	XII

ANEXO C: APRESENTAÇÃO DOS ESFORÇOS PRESENTES NOS ELEMENTOS	XIII
C.1. – ANÁLISE MODAL	XV
C.2. – AÇÃO DO VENTO	XVI
C.3. – AÇÃO DOS SISMOS	XVII
C.3.1. – RSA	XVII
C.3.2. – EC8.....	XVIII
C.3.3. – SISMOS – ANÁLISE TEMPORAL	XIX
C.4. – COMBINAÇÕES DE AÇÕES	XX
C.4.1.- COMBINAÇÃO S1	XX
C.4.2.- COMBINAÇÃO S2	XXI
C.4.3.- COMBINAÇÃO ACIDENTAL: EC8 ST1	XXII
C.7. – REAÇÕES NA BASE - FUNDAÇÕES.....	XXIII

ANEXO D: CARTAS DE SISMICIDADE ACELERAÇÕES, VELOCIDADES E DESLOCAMENTOS MÁXIMOS.....	XXV
---	------------

Índice de Figuras

Fig. 1 - Densidade Espectral adaptado de HOLMES (2001)	2
Fig. 2 - Esquema da torre de 185m, alçado e planta	5
Fig. 3 - Dispositivo antitorção.....	6
Fig. 4 - Esquema da ancoragem dos cabos.....	7
Fig. 5 - Exemplos de antenas	7
Fig. 6 - Esquema da secção do mastro	10
Fig. 7 - Esquema dos deslocamentos da torre	11
Fig. 8 - Definição da secção no SAP2000.....	13
Fig. 9- Deformada da estrutura ao vento.....	15
Fig. 10 –(a) – Resposta da estrutura e (b) – Espectro de Potência dos esforços na estrutura oriundos das rajadas de vento – Adaptado de CARRIL (2000)	18
Fig. 11 - Coeficiente de Rugosidade	19
Fig. 12 - Coeficiente $c_{f,0}$ para estruturas treliçadas	22
Fig. 13 - $c_{f,0}$ de secções circulares isoladas.....	23
Fig. 14 - Coeficiente de Redução da Esbelteza.....	24
Fig. 15 - Função de densidade espectral de potência adimensional	26
Fig. 16 - Função de forma para o modo de vibração da estrutura.....	27
Fig. 17 - Coeficiente K_x em função de ζ	28
Fig. 18 - Coeficiente de força lateral.....	31
Fig. 19 e Fig. 20 - configuração do 1º modo de vibração e comprimento de correlação	32
Fig. 21- Distorção das secções por ovalização.....	35
Fig. 22 - Força do vento em kN/m	40
Fig. 23 - Deformada da torre ao carregamento do vento.....	40
Fig. 24- Correspondências à escala de Richter adaptada de ARÊDE (2011).....	43
Fig. 25 - Zonamento do território.....	46
Fig. 26 – Espectro de resposta para a zona A e para o terreno de tipo III.....	48
Fig. 27- Zonamento da ação sísmica	49
Fig. 28 - Espectro de resposta de aceleração $S_e(T)$	50
Fig. 29 - Espectro de resposta para $\xi = 0.05$	51
Fig. 30 - Classificação dos tipos de terreno.....	52
Fig. 31- Gráfico das acelerações espectrais.....	53
Fig. 32 - Gráfico das acelerações espectrais.....	54
Fig. 33 - Gráfico das acelerações espectrais.....	54
Fig. 34 - Gráfico das acelerações espectrais.....	55
Fig. 35 - Comparação das bandas de frequências dos sismos	56
Fig. 36 - Deformadas da estrutura a diferentes solicitações: a) RSA - sismo tipo 1, b) RSA - sismo tipo 2, c) EC8 - sismo tipo 1 e d) EC8- sismo tipo 2.....	57
Fig. 37 - Deformadas causadas pelos sismos a) Caldiran, b) Kobe, c) Chi Chi e d) Loma Prieta	58
Fig. 38 - Deformada da estrutura submetida apenas ao Peso Próprio	59
Fig. 39 - Torre submetida a um aumento uniforme de temperatura de +20°C à esq. E de -20 à dir.	60
Fig. 40 - Influência da distribuição do gelo na deformada da estrutura - Adaptado de GANTES et al (1992).....	61
Fig. 41 – Configuração da torre em dimensionamento de 180m	64
Fig. 42 - Figura adaptada de BERTERO (1959).....	67
Fig. 43 - Distribuição pelos elementos da força aplicada.....	68
Fig. 44 - Convenção de sinais – imagem adaptada de DELGADO(2004).....	69
Fig. 45 - Momento Fletor na viga sujeita a um esforço de compressão P.....	70
Fig. 46 - Tensão nos elementos consoante cada combinação	76
Fig. 47 - Rótula Plástica - Classe 1	79

Fig. 48 - Relação dos pesos das secções.....	82
Fig. 49 - Comprimento de encurvadura L_e em função do comprimento real L adaptado de SIMÕES(2007).....	85
Fig. 50 - Valor de $N_{b,rd}$ para verificação à encurvadura	88
Fig. 51 - Disposições construtivas dos parafusos	90
Fig. 52 - Corte em bloco da secção	93
Fig. 53 - à esq.: Nó de ligação da torre espiada. À dir: Ligação de topo do módulo.....	94
Fig. 54 - Classificação dos cordões de soldadura	95
Fig. 55 - Espessura dos cordões de ângulo	95
Fig. 56 - Ligação soldada - Cantoneira.....	96
Fig. 57 - Exemplo de uma ligação de secções tubulares	96
Fig. 58 - Junta tridimensional da torre em estudo	99
Fig. 59 - Valores do coeficiente K_g para utilização na tabela 33	100
Fig. 60 - Área efectiva da Sapata.....	104
Fig. 61 - Esquema da sapata	106
Fig. 62 - Sapata sujeita a flexão desviada.....	106
Fig. 63 - Ábaco de Montoya.....	107
Fig. 64 - Esquemas do monobloco A)esq. B) direita.....	109
Fig. 65 - Diagrama dos impulsos laterais e de base adaptado de BARROS(2001).....	110
Fig. 66- Bloco de ancoragem escalonado	111
Fig. 67 e 68 – Amortecedor Hidráulico e seu comportamento adaptados de [10] e [11] respectivamente	iv
Fig. 69 e 70 – Ciclo histerético de um material visco-elástico e Amortecedor visco-elástico – adaptados de [11].....	iv
Fig. 71 - Esquema de um TMD instalado numa estrutura - adaptado de [14].....	v
Fig. 72 - Torre Taipei 101	vi
Fig. 73 - Esquema do TMD do Taipei 101.....	vi
Fig. 74 - A massa esférica de 660 toneladas.....	vi
Fig. 75 - Amortecedores hidráulicos	vi
Fig. 76- Funcionamento do TSD adaptado de [12]	vii
Fig. 77 - Esquema de um TLCD adaptado de [13].....	vii
Fig. 78 - fluido MR líquido e sólido.....	vii
Fig. 79 - Relação da Força deslocamento para diferentes intensidades de corrente – adaptado de [11]	viii
Fig. 80 - Tipos de corrosão - adaptado de AMARAL, C. et al.....	xi
Fig. 81 - Exemplo de relatório a preencher depois de uma inspecção.... Error! Bookmark not defined.	
Fig. 82 - Identificação das secções da base, último módulo.....	xv
Fig. 83 - Acelerações máximas para um período de retorno de 1000 anos, com base no estudo experimental usando extrapolação parabólica (cm/s^2).....	xxvii
Fig. 84 - Acelerações máximas para um período de retorno de 1000 anos, com base no estudo experimental usando extrapolação parabólica (cm/s^2).....	xxviii
Fig. 85 - Acelerações máximas para um período de retorno de 1000 anos, com base em 13 zonas de geração sísmica (cm/s^2)	xxix
Fig. 86- Velocidades máximas para um período de retorno de 1000 anos, com base no estudo experimental usando extrapolação parabólica (cm/s).....	xxx
Fig. 87 - Deslocamentos máximas para um período de retorno de 1000 anos, com base no estudo experimental usando extrapolação parabólica (cm)	xxxi

Índice de Tabelas

Tabela 1-- Dados de pré-dimensionamento.....	14
Tabela 2 - Verificação à compressão	15
Tabela 3- Categorias do terreno	20
Tabela 4 - Expressões por troços do coeficiente de redução da Esbelteza para diferentes índices de vazios.....	23
Tabela 5 - Cálculo da ação perpendicular à direção do vento devido à partilha de vórtices.....	34
Tabela 6 - Resultado da verificação à ovalização	36
Tabela 7 - Dados do calculo de resposta transversal ao vento de cilindros acoplados.....	37
Tabela 8 - Método do Anexo B para a determinação de $c_s c_d$ - Comparação para B^2 calculado ou $B^2=1$ sugerido pela norma	39
Tabela 9 - Cálculo da ação do vento segundo a direção principal.....	41
Tabela 10 - Correlação da escala de Marcalli com a aceleração e velocidade sísmicas adaptado de [3]	44
Tabela 11 - Caracterização dos 2 cenários sísmicos portugueses	45
Tabela 12 - Quantificação das ações para a zona sísmica A	47
Tabela 13-Acelerações máximas de referência	49
Tabela 14 - Valores definidores do espectro de resposta	51
Tabela 15 - factores corretivos KPGA	53
Tabela 16 - factores corretivos KPGA	54
Tabela 17 - factores corretivos KPGA	55
Tabela 18 - factores corretivos KPGA	55
Tabela 19 - Modos de vibração da estrutura em estudo.....	74
Tabela 20 - Resultado das combinações	75
Tabela 21 - Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão de rotura f_u dos aços macios correntes	77
Tabela 22 - Tipo de cálculo a adoptar consoante a classe da secção	78
Tabela 23 - Nrd e Mrd consoante as classes da secção	79
Tabela 24 - Relações máximas comprimento-espessura em secções tubulares	80
Tabela 25 - Relações máximas comprimento-espessura de banzos em consola	80
Tabela 26 - Relações máximas comprimento-espessura em cantoneiras.....	81
Tabela 27 - Factor de imperfeição α em função da curva de encurvadura.....	86
Tabela 28 - Determinação do Ncr	87
Tabela 29 – Chapas e perfis: Valores nominais do limite de elasticidade f_y e da resistência à rotura f_{ui}	89
Tabela 30 - Valores nominais de tensão de cedência f_{yb} e da tensão de rotura à tração f_{ub} de parafusos	89
Tabela 31 - Propriedades e disposições construtivas dos parafusos.....	90
Tabela 32 - Resistência de cálculo dos parafusos nas ligações de corte e ou tração.....	91
Tabela 33 - Valores de β_w	97
Tabela 34 - Esforços normais resistentes de juntas soldadas entre elementos diagonais.....	99
Tabela 35 - Resistências de cálculo de juntas soldadas de esquadros de ligação (goussets)	100
Tabela 36 - Esforços axiais nos elementos [kN]	101
Tabela 37 - Dimensionamento da ligação axial centrada.....	102
Tabela 38 - Expressões para cálculo de q_{ult}	105
Tabela 39 - Tabela dos coeficientes parciais.....	105
Tabela 40 - Dimensionamento sapata isolada	108
Tabela 41 - Coeficientes do solo lateral para diferentes naturezas	110
Tabela 42 - Verificação ao método Suíço	111
Tabela 43 - Dimensionamento da Ancoragem para a torre em estudo.....	113

Tabela 44 - Rácio de Participação da Massa por Modo	xv
Tabela 45 – Rácio de Participação modal da carga	xvi
Tabela 46 - Esforços decorrentes da ação do vento.....	xvi
Tabela 47 - Esforços devidos aos espectros de resposta do EC8	xviii
Tabela 48 - Elemento mais esforçado para cada um dos Sismos	xix

Símbolos e Abreviaturas

ρ – densidade

n – frequência natural

Re – número de Reynolds

$S(n)$ – densidade espectral

$\bar{U}$ – velocidade média do vento

$U(t)$ – velocidade flutuante do vento

z_0 – comprimento de rugosidade

z_{ref} – altura de referência

c_p – coeficiente de pressão

F_w – Força resultante do vento

g - fator de rajada (gust)

h – dimensão da altura

d – diâmetro da secção

b - Largura da estrutura

p – pressão dinâmica do vento

B – componente de fundo da resposta

R – componente ressonante da resposta

St – número de Strouhal

L_z – comprimento de turbulência

$m_{1,x}$ – massa modal

$n_{1,x}$ – frequência de vibração do primeiro modo de vibração da estrutura.

T - período

δ - decremento logarítmico

δ_s - decremento logarítmico estrutural

δ_a - decremento logarítmico do amortecimento aerodinâmico

c_e – fator de exposição

$c_s c_d$ – fator estrutural

c_{dir} – fator direcional

c_{season} – fator referente à época do ano

c_r – fator de rugosidade do terreno

c_o – fator orográfico

c_f – coeficiente de força

q_p – pressão dinâmica do vento para a velocidade de pico

q_b – pressão do vento para a velocidade base

μ_e – massa equivalente por unidade de área

$z_{\min}$ – altura mínima

$z_{\max}$ – altura máxima

ξ - coeficiente de amortecimento

A – área

A_{eff} – área efectiva

M – matriz de massa

K – matriz rigidez

d – vector deslocamentos

f – vector força

R.S.A. – Regulamento de Segurança e Ações para estruturas e edifícios.

EC – Eurocódigo

ELU – Estado limite último

ELS – Estado limite de serviço

TMD – amortecedor de massa sintonizada

TLD – amortecedor de fluido sintonizado

TLCD – amortecedores de colunas líquidas sintonizadas

1

INTRODUÇÃO

«As torres espiadas são estruturas de análise complexa e que levam alguns especialistas a afirmar que “tratam-se das estruturas mais complexas que um Engenheiro pode alguma vez enfrentar”, afirmação que é corroborada pelo enorme número de colapsos verificados.», TRAVANCA, R. Et al (2011)

1.1. – GENERALIDADES

As torres espiadas são quase exclusivamente utilizadas para servir as telecomunicações e a sua utilização tem aumentado, ao longo destes últimos anos, devido à transformação e ao crescimento avassalador que o setor das telecomunicações tem apresentado. A utilização das torres surge da necessidade de se colocar as antenas a cotas elevadas relativamente ao solo.

As torres espiadas são frequentemente dimensionadas para torres com 300 m (EUA, Canada) e são usadas para transmitir e receber sinais de alta frequência para vários sistemas de comunicação incluindo a própria distribuição de eletricidade.

Estas estruturas são constituídas por um mastro muito esbelto suportado lateralmente por cabos inclinados em tensão, que são ancorados em fundações de betão. Esta configuração surge como uma opção económica às torres auto-portantes. No entanto, esta constituição confere-lhe um comportamento, regra geral, não linear. Esse comportamento estrutural é complicado de se estudar e de se descrever. As simplificações tomadas e os modelos aproximados utilizados no seu dimensionamento ao longo dos anos, tantas vezes injustificados, levaram ao colapso de várias estruturas.

As torres dimensionadas para telecomunicação têm que cumprir os requisitos de serviço próprios dos aparelhos, visto que um pequeno desalinhamento dos satélites pode resultar na perda de sinal, o que pode levar a má qualidade de serviço para milhares de clientes.

Quando a torre Eiffel foi construída em 1889 com os seus 324 metros era sem dúvida a estrutura mais alta do mundo. Por esse motivo foi também Gustav Eiffel o primeiro a pensar qual a melhor maneira de descrever o vento, de forma a que os carregamentos utilizados nos cálculos representassem esse fenómeno o mais fielmente possível. Claro que, com o passar dos anos, os cálculos evoluíram bastante, passaram a ter em conta o número de Reynolds entre outras considerações que não foram feitas por Eiffel.

As vibrações induzidas pelo vento são as que levam a torre a deformar-se mais, logo o seu estudo é fundamental. A resposta dinâmica da torre a essas vibrações é um dos aspectos mais importantes no dimensionamento. No entanto, se as vibrações do vento ocorrerem durante um período alargado de tempo pode levar a torre à rotura por fadiga de alguns elementos.

O estudo do comportamento dinâmico da torre não é só importante para perceber como a torre se comporta ao vento, mas também como se comporta na ocorrência de um sismo. Pode ver-se na fig. 1 que as frequências médias do vento e do sismo são bastante diferentes, logo vão ter uma capacidade de excitar a estrutura diferente também.

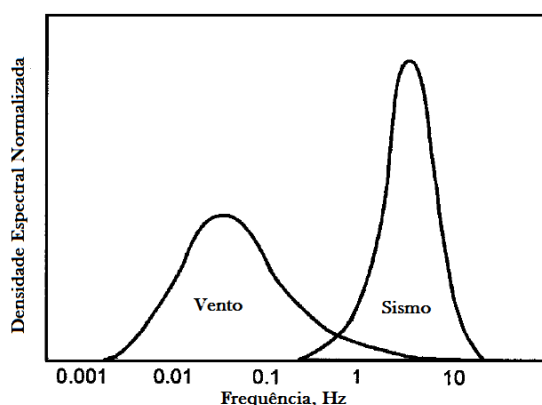


Fig. 1 - Densidade Espectral adaptado de HOLMES (2001)

As frequências naturais de vibração de estruturas treliçadas estão na faixa dos 0,5 a 3 Hz. Por serem estruturas de elevada esbelteza pode ser considerado que apenas uma dimensão é relevante. No caso de mastros muito flexíveis torna-se imprescindível estudar o comportamento dinâmico no modo fundamental devido à ação do vento, e também ter em conta as contribuições de segunda ordem devido ao designado efeito $P-\Delta$ associado a situações de instabilidade estrutural.

A resposta em ressonância de estruturas esbeltas torna-se importante quando a frequência natural da estrutura é inferior a 1 Hz conforme CARRIL(2000), visto que é nessa faixa de frequências que a energia de rajada do vento é maior.

Em Portugal, mais especificamente na vila de Muge, concelho de Salvaterra de Magos, existe uma torre espiada com 265 metros de altura. É a segunda mais alta estrutura metálica da Europa, a seguir à Torre Eiffel, que tem 324 metros. A antena de onda média pertence à Rádio Renascença (RR). Este retransmissor recebe habitualmente a emissão da RR de Lisboa via satélite e retransmite o sinal para uma zona que vai desde o Fundão ao Algarve.

1.2. - OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho é sistematizar o dimensionamento de torres espiadas, tendo por base os Eurocódigos. Para isso é necessária uma folha de cálculo que ajude nessa sistematização. Essa folha de cálculo depende de resultados dados pelos modelos criado em SAP2000, logo algumas das iterações necessitam da intervenção do projetista para acontecer.

Outro objetivo é criar neste documento uma base, de conhecimento e método, onde projetistas e estudantes possam apoiar-se no estudo inicial deste tipo de estrutura. A ideia é ser um trabalho abrangente, englobando os principais pontos de análise e reflexão.

1.3. - ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho começa com uma explicação no 2º capítulo sobre a configuração estrutural das torres espiadas, onde se esquematizou o seu desenvolvimento e tratou-se dos vários elementos constituintes da torre. Depois de se ficar com a ideia geral de como é constituída a torre, pode então partir-se para o pré-dimensionamento no capítulo 3, onde são explorados os modelos simplificados existentes e explicado em detalhe o modelo adoptado neste estudo.

Nos capítulos 4 e 5 encontra-se aprofundado o estudo dos dois carregamentos mais significativos para as torres espiadas, respectivamente, o vento e o sismo. Sendo os restantes carregamentos mencionados do capítulo 6.

Os modelos de dimensionamento, abordados no capítulo 7, são muito importantes de ser estudados de forma a poder-se fazer escolhas conscientes na altura da modelação da estrutura em estudo. Este é um dos passos onde se assumem simplificações e onde, se não se tiver cuidado, pode cometer-se erros grosseiros de dimensionamento.

Estando a estrutura modelada, com os devidos carregamentos calculados é necessário proceder-se às variadas verificações de estado limite último e estado limite de utilização. Essas verificações podem ser encontradas no capítulo 8, onde o ênfase vai para a verificação à encurvadura, visto ser um dos principais causadores dos colapsos das torres.

No capítulo 9 explica-se as principais ligações metálicas aplicáveis à torre em estudo enquanto que no capítulo 10 estuda-se o dimensionamento das fundações.

Apresentam-se as conclusões deste trabalho bem como sugestões de trabalho futuro no capítulo 11 deste documento.

Em anexo pode ainda encontrar-se mais alguma informação sobre A- Controlo de vibrações, B- Patologias e manutenção das torres, C- Os cálculos dos esforços nos elementos e D – Os mapas sísmicos de Portugal.

2

CONFIGURAÇÃO ESTRUTURAL

2.1. CARACTERÍSTICAS DAS TORRES ESPIADAS TRIANGULARES

As torres espiadas são constituídas por um corpo metálico ao qual chamamos mastro. Esse mastro é modulado, de secção transversal triangular, fixo lateralmente ao longo do comprimento por cabos espiados no solo. O mastro é regra geral muito esbelto, constituído por módulos que contêm perfis horizontais, verticais e diagonais, que podem ser ligados por parafusos ou soldados. Estas torres são mais económicas e fáceis de montar do que as autoportantes, principalmente quanto maior for a altura da torre. O maior problema na sua implantação é que exige um terreno muito grande, na ordem de 10 vezes a área de uma estrutura com a mesma altura que seja autoportante.

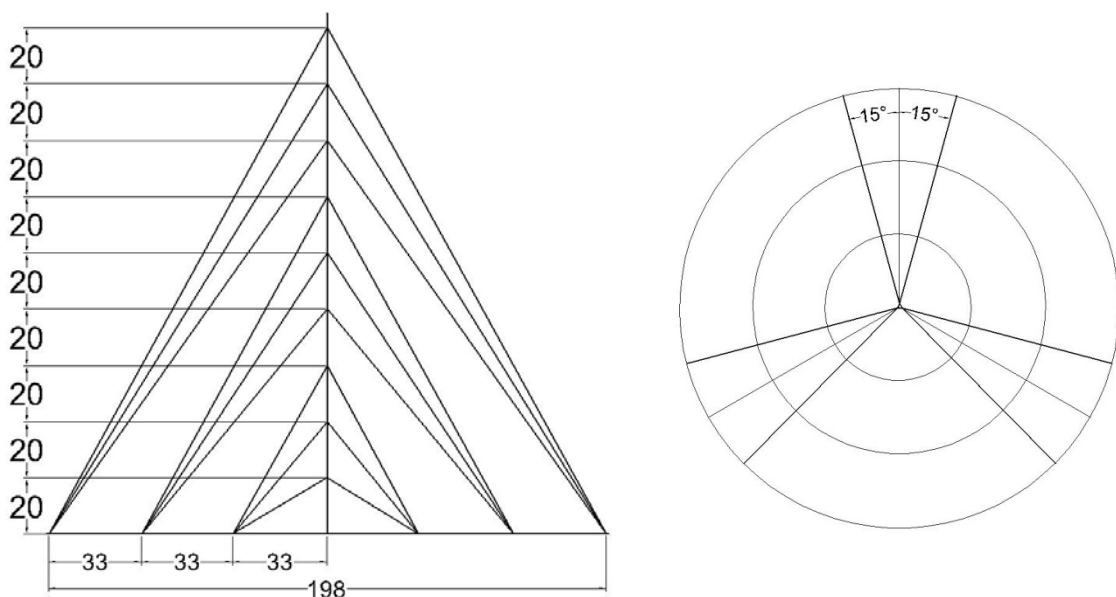
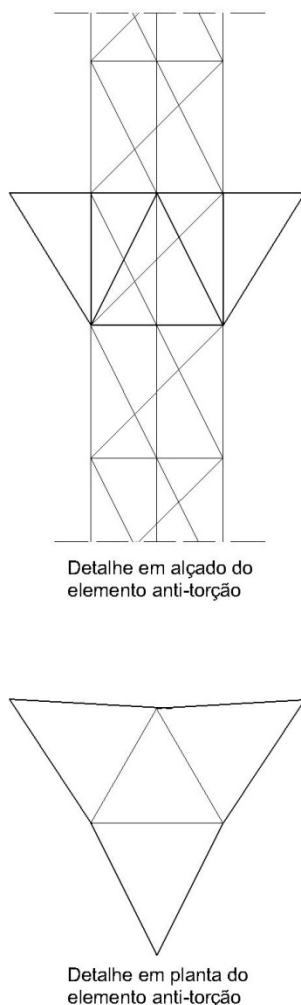


Fig. 2 - Esquema da torre de 185m, alçado e planta

As estruturas triangulares podem ter 3 ou 6 cabos por nível. As torres que só têm 3 cabos por nível apresentam no topo da estrutura e a meio da mesma dispositivos anti-torção. Esse dispositivo formam braços afastados do mastro que absorvem os esforços de torção. São quatro barras por face de torre, duas horizontais que são tracionadas e duas inclinadas que são comprimidas.

Fig. 3 - Dispositivo antitorção



Entre o dispositivo antitorção e o topo da estrutura existe uma zona sem pontos de ancoragem que é chamado de vão livre que deve variar entre 0,5 e 3 m de comprimento. Esse vão livre é destinado à colocação de antenas de telecomunicação.

O número de pontos de fundação lateral destinados à ancoragem de cabos é prática comum que não exceda 3 por alinhamento e que cada ponto de fundação não ancore mais de 3 cabos, ou 4 se se tratarem de cabos do dispositivo de anti-torção.

O mastro é constituído por módulos que são montados individualmente na fábrica e no local de instalação é feita apenas a união dos módulos aparafusando as chapas de aço existentes nas extremidades. No caso da nossa torre, esses módulos são de 5m de comprimento, de modo a poderem caber dentro de um contentor.

Na etapa de dimensionamento determina-se o maior esforço de tração e compressão que solicitam a estrutura para cada tipo de barra: horizontal, vertical e diagonal e atribui-se um perfil a cada tipo. Em grande parte das torres espiadas esses perfis não mudam em toda a extensão da torre, embora em alguns caso mude. Essa mudança só se dá nas transições de módulos.

A distância do ponto de fundação mais afastado é calculado tendo por base que o ângulo que o cabo faz com o terreno de implantação seja aproximadamente de 60° . A distância dos estantes pontos de fundação calcula-se tendo em conta que todos os pontos devem ter a mesma distância entre si e o mais próximo com a torre.

Recomenda-se ainda que as fundações laterais de ancoragem dos cabos e do mastro da torre sejam projetados para a conta relativa de +0,20m no seu ponto mais baixo e devendo apresentar uma inclinação ligeira para evitar a acumulação de água na sua base.

2.2. CABOS

Cabos de aço são feitos de arames esticados a frio e enrolados entre si formando pernas. Essas pernas são enroladas em volta de um núcleo, formando o cabo de aço. Os cabos de aço trabalham sempre tracionados e têm a função de sustentar ou elevar carga e devem ser dimensionados como elementos estruturais.

Os cabos a utilizar devem ser de aço de sete fios (6+1) com alma de aço e protegidos contra a corrosão com capa protectora de zinco. Devem ser do tipo HS ou EHS e com diâmetros máximos de 16mm.

Os cabos de aço estão sujeitos a dois tipos de deformação longitudinal: a elástica e a estrutural. A deformação elástica depende da carga aplicada, do seu comprimento, da sua área metálica e do seu módulo de elasticidade. É a deformação com que estamos mais familiarizados, visto ser essa a mais generalista e a mais estudada. A deformação estrutural ocorre apenas nos cabos, é permanente e ocorre

logo que é aplicada a carga nos cabos. É causada pelo ajustamento interno dos elementos do cabo uns aos outros. No entanto, segundo ASCE 19-96 aplicando no local de fabrico do cabo um pré-estiramento superior a 50% da capacidade estrutural do cabo pode-se reduzir quase totalmente esse tipo de deformação.

A norma CSA S37-94 impõe que o pré-esforço imposto nos cabos seja da ordem dos 10% da capacidade resistente nominal do cabo, podendo esse valor variar entre 8 a 15%.

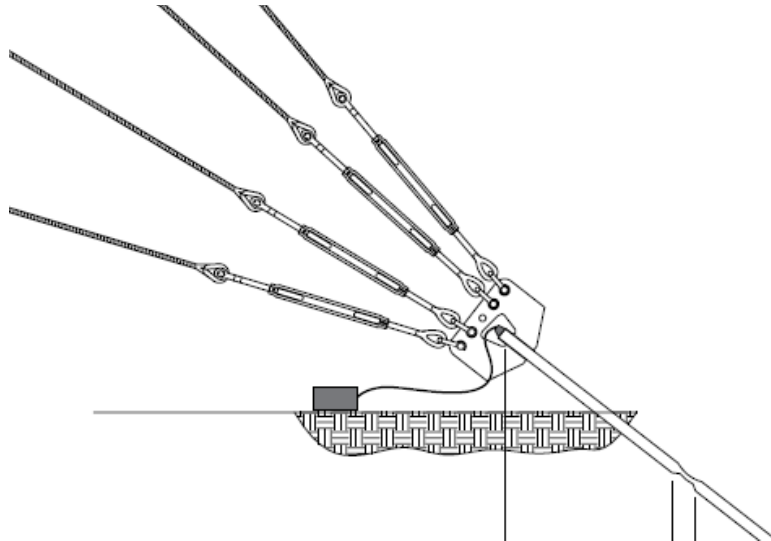


Fig. 4 - Esquema da ancoragem dos cabos

Na figura 4 está representado um esquema tipo de uma ancoragem dos cabos da torre. Existem vários tipos de terminação do cabo utilizados no mercado: soquetes, terminais prensados, laços com sapatilha.

2.2. ANTENAS

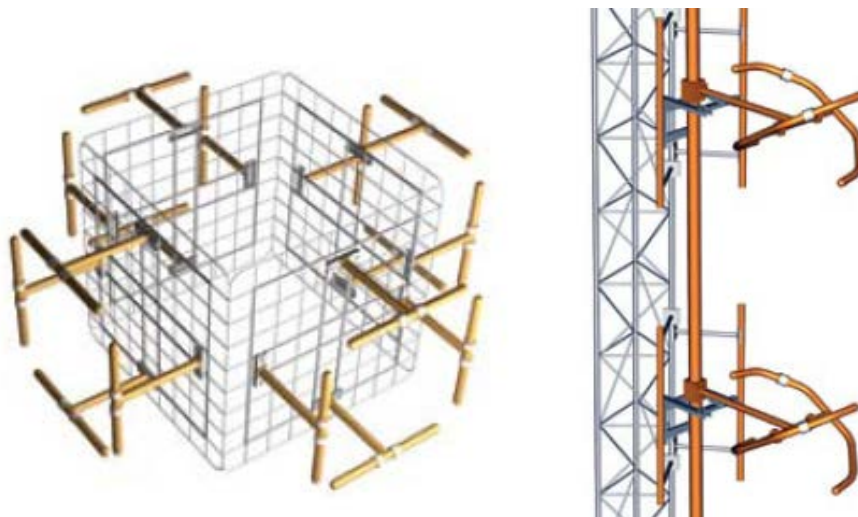


Fig. 5 - Exemplos de antenas

As antenas utilizadas nas torres espiadas são muito diversas. Os exemplos da figura 5 são apenas dois dos tipos possíveis de encontrar numa torre. As antenas variam na sua geometria, na sua localização ao longo da estrutura, os seus parâmetros aerodinâmicos e estruturas de apoio. São normalmente

definidas quanto ao seu tipo, cota de instalação e direcionamento, com base no diagrama de irradiação disponível nos catálogos fornecidos pelos fabricantes. Desses catálogos podemos ainda retirar informações úteis como o peso da antena e do material de suporte.

Segundo MENIM (2000) as torres antenas podem ser classificadas tendo em conta a frequência em que emitem que pode variar entre SHF, UHF e VHF.

- SHF é a faixa de frequências que vai de 3000 a 30000 MHz e regra geral utiliza antenas parabólicas cheias;
- UHF é a faixa de frequências que vai de 300 a 3000 MHz e utiliza antenas helicoidais, log-periódicas, parabólicas vazadas e yagi;
- VHF é a faixa de frequências que vai de 30 a 300 MHz e utiliza antenas yagi e log-periódicas.

A TIA 222 especifica um valor máximo para a rotação das antenas de $4^{\circ} 00'00''$, limite esse que também se encontra no procedimento da Telebrás para antenas VHF. Quando se trata de antenas a emitir em UHF, o procedimento da Telebrás é mais restritivo e impões uma rotação máxima de $1^{\circ}40'00''$.

3

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

As torres espiadas consistem em estruturas de elevada esbelteza e flexibilidade. O seu mastro é suportado lateralmente em diferentes níveis por conjuntos de cabos inclinados, tensionados e espaçados formando ângulos iguais entre eles. Esta estrutura exhibe um comportamento complexo o que leva a que o seu dimensionamento, ainda nos dias de hoje, seja um procedimento de tentativa-erro.

Verifica-se que tanto as secções como a tensão considerada nos cabos escolhida para começar os cálculos vêm acima de tudo da experiência dos projectistas a dimensionar este tipo de estruturas.

GANTES et al.(1992) apresentam uma resposta sistematizada que será explanada abaixo, onde se adoptam várias simplificações, logo só é válida para a fase de pré-dimensionamento.

3.2. MODELAÇÃO DO MASTRO

O comportamento do mastro é regra geral não linear dado ser uma estrutura com elevada flexibilidade, o que o faz experimentar deslocamentos significativos quando submetido ao vento ou a um sismo.

GANTES et al(1992) apresentam três possibilidades na forma de modelar a estrutura em causa: A estrutura como uma viga equivalente; a estrutura em que cada membro vertical, horizontal ou diagonal é representado como uma viga ou uma estrutura reticulada. Nesta fase de pré-dimensionamento a forma mais simples de modelar o mastro é usando uma viga equivalente com as seguintes propriedades referente à fig.6:

$$A_{eq} = 3A \quad (3.1)$$

$$I_{eq1} = A \left(\frac{2x}{3} \right)^2 + 2A \left(\frac{x}{3} \right)^2 = \frac{1}{2} Ad^2 \quad (3.2)$$

$$I_{eq2} = 2A \left(\frac{d}{2} \right)^2 = \frac{1}{2} Ad^2 \quad (3.3)$$

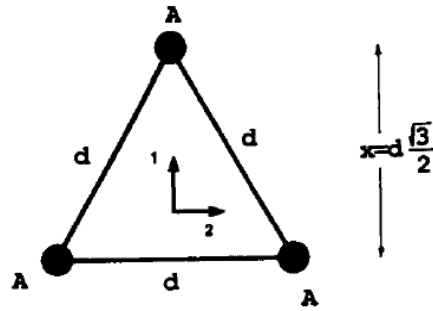


Fig. 6 - Esquema da secção do mastro adaptado de GANTES et al (1992)

Estas expressões desprezam a contribuição dos membros horizontais e diagonais do mastro para a rigidez da viga equivalente, visto estas representarem apenas cerca de 5%. Na sua modelação deve usar-se pelo menos dez elementos, entre níveis de cabos, de forma a captar os efeitos não lineares e a encurvadura do mastro.

Tendo em atenção as condições de fronteira a definir, visto a estrutura real encontrar-se a meio caminho entre encastrada e fixa mas rotulada na sua base, a representação mais fiel à realidade é uma mola rotacional, disponível em quase todos os programas de elementos finitos.

Para estimar a área inicial das secções pode utilizar-se a expressão 3.4, mas só depois de conhecidas as reacções nos cabos, o equilíbrio em qualquer secção do mastro e a tensão máxima admissível nos cabos σ_{all} , que podem ser calculados no ponto 3.3. F é a força axial no mastro, M o momento fletor correspondente:

$$A = \left(\frac{F}{3} + \frac{2M}{\sqrt{3}d} \right) \frac{1}{\sigma_{all}} \quad (3.4)$$

3.3. MODELAÇÃO DOS CABOS

Os cabos apresentam um comportamento não linear especialmente quando submetidos a baixos valores de tensão, e são mais difíceis de tratar do que os mastros das torres. Aumentar a tensão dos cabos diminui a não linearidade do comportamento destes e aumenta a rigidez lateral do mastro, mas conduz a cargas axiais bastante elevadas podendo conduzir a problemas de encurvadura.

Há duas fases na vida de um cabo, a primeira é a montagem e a tensão inicial imposta no mesmo e é caracterizado por uma grande não linearidade, a segunda fase é em serviço onde o seu comportamento pode ser linear ou não dependendo da tensão imposta nos cabos e das cargas impostas ao mesmo.

O modelo a ser utilizado nesta fase de cálculo consiste em que cada conjunto de N cabos por nível será substituído por uma mola de rigidez equivalente, K_{eq} , e por uma força axial no mastro equivalente à resultante vertical dos cabos, F_w . A resultante horizontal é nula dada a disposição dos cabos espacialmente.

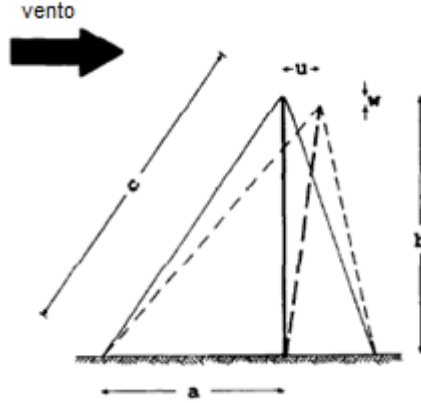


Fig. 7 - Esquema dos deslocamentos da torre adaptado de GANTES et al (1992)

Segundo os valores identificados na figura 7 e onde T_p é a tensão inicial imposta nos cabos de cada nível, a força axial define-se em GANTES et al(1992) como:

$$F_w = NT_p \left(\frac{b}{c} \right) \quad (3.5)$$

Para ter em conta a não linearidade devido à deformação do cabo recorre-se à utilização do módulo equivalente do cabo, E_{eq} , onde mg é o peso próprio do cabo por unidade de comprimento,

$$(E A_g)_{eq} = \frac{E A_g}{1 + \left(\frac{mga}{T_p} \right)^2 \frac{E A_g}{12 T_p}} \quad (3.6)$$

É de se notar que a tensão no cabo não é constante tendo em conta a sua deformação, o peso próprio e as cargas aplicadas, logo deve ser utilizada uma tensão inicial média no cálculo da rigidez da mola equivalente.

$$K_{eq} = N \left\{ T_p + \frac{\frac{1}{2} E A_g \left(\frac{a}{c} \right)^2}{1 + \left(\frac{mga}{T_p} \right)^2 \frac{E A_g}{12 T_p}} \right\} \left(\frac{1}{c} \right) \quad (3.7)$$

Para saber qual a tensão dos cabos temos que ter em atenção que a componente horizontal da força dos cabos, F_u , deve ser constante ao longo do mastro, de forma a ter o esforço transversal no mastro o mais constante possível, sendo necessário iterar os valores até obter o equilíbrio desejado.

$$F_u = N \left\{ T_p + \frac{\frac{1}{2} E A_g \left(\frac{a}{c} \right)^2}{1 + \left(\frac{mga}{T_p} \right)^2 \frac{E A_g}{12 T_p}} \right\} \left(\frac{u}{c} \right) \quad (3.8)$$

Valores aproximados que podem ser utilizados para se começar a calcular as forças equivalentes a usar no modelo de pré-dimensionamento são apresentados abaixo, com os valores referentes às figuras 6 e 7 e onde o M_{ext} é calculado tendo por base a rotação máxima permitida do mastro, $\varphi_{máx}$:

$$T_i = T_{p_i} + E_{eq_i} A_{g_i} \left(\frac{a_i b_i}{c_i^2} \right) \quad (3.9)$$

$$\sigma_i = \sigma_{p_i} + \left(\frac{E}{1 + \frac{\gamma^2 a_i^2 E}{12 \sigma_{p_i}^3}} \right) \left(\frac{a_i b_i}{c_i^2} \right) \tan \varphi \quad (3.10)$$

$$K_n = \frac{M_{ext}}{b_n \tan \varphi \sum b_i} \quad (3.11)$$

$$k_i = k_n \left(\frac{b_n}{b_i} \right) \quad (3.12)$$

$$A_{g_i} = \frac{c_i k_i}{N \left[\sigma_{p_i} + \frac{\frac{1}{2} E \left(\frac{a_i}{c_i} \right)^2}{1 + \frac{\gamma^2 a_i^2 E}{12 \sigma^3 p_i}} \right]} \quad (3.13)$$

Este modelo só é válido nesta fase de dimensionamento, para cargas em serviço baixas.

3.4. CARREGAMENTOS

As torres ao longo dos tempos têm sido dimensionadas tendo por base o carregamento ao vento, sendo esse o carregamento mais gravoso a maioria das vezes, e por isso o único carregamento para além do peso próprio contabilizado no âmbito do pré-dimensionamento. O vento é um carregamento de natureza dinâmica, mas um dos métodos de cálculo mais utilizados é o carregamento estático equivalente, mas nem sempre é o mais adequado. Os cabos, que também apresentam um comportamento dinâmico, têm propensão para galopar, comportamento que é despertado por vibrações auto-induzidas e que resulta num movimento de apenas um grau de liberdade.

Para além do vento, a neve pode ser um carregamento potencialmente crítico, visto solicitar a estrutura de forma bem diferente da do vento. Esta exibe um triplo efeito no comportamento da estrutura, aumentando a carga axial, o que a deixa mais sujeita à encurvadura local; aumentando a área de exposição da estrutura à força do vento e aumentando a deformação do cabo, o que reduz a rigidez lateral do mastro. A própria distribuição da neve não é uniforme em altura.

A combinação do vento e da neve simultaneamente já foi responsável pelo colapso de algumas estruturas, mas neste caso como a torre em estudo se situa em Lisboa esse carregamento não foi considerado.

A combinação usada no pré-dimensionamento foi $G+Q_{w0}$ e se fosse considerada a neve seria $G+0.75Q_{wi}+Q_{gelo}$, mas visto a torre estar implantada no Concelho de Lisboa, o gelo não foi considerado.

3.5. REQUISITOS MÍNIMOS

A norma americana TIA-222 (2005) preconiza os requisitos mínimos de serviço de uma torre de telecomunicações. No ponto 3.8.2 impõe uma rotação máxima de 4 graus e um deslocamento horizontal máximo de 3% da altura da estrutura, sendo que para estruturas treliçadas limita o deslocamento horizontal a apenas 1,5% da altura.

3.6. DADOS PARA O DIMENSIONAMENTO

Para o dimensionamento da viga equivalente é necessário utilizar os valores dados na tabela 1 para calcular os factores multiplicativos a utilizar na definição da secção. Só assim se consegue obter uma viga com a área e inércia equivalentes correspondentes ao calculado. Na definição das molas recorre-se aos valores de K_{eq} que são apresentados na tabela 1 para criar uma mola por cada conjunto de 6 cabos de nível.

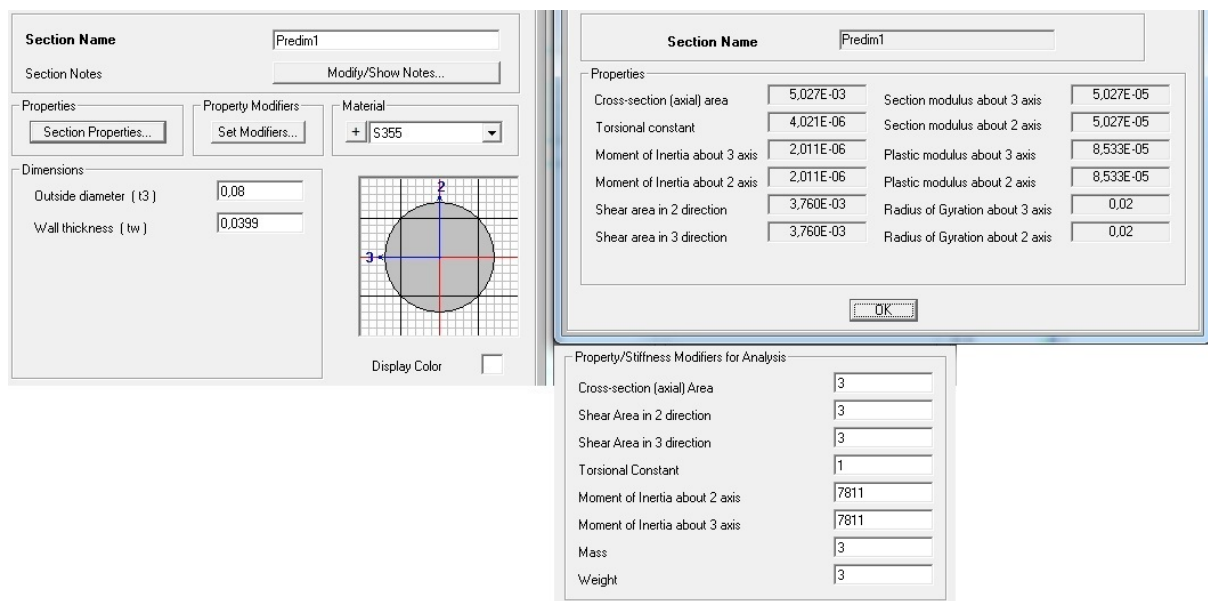


Fig. 8 - Definição da secção no SAP2000

Tabela 1-- Dados de pré-dimensionamento

Mastro continuo										Constantes				
Aeq cm ²	A m ²	b m	c m	D M	dint m	Ix,eq cm ⁴	Iy,eq cm ⁴	br m	Raio m	Classe [Kpa]	PP açço [kN/m ³]	Dist,x [m]	Ecabo [Kpa]	Umax m
150,7964	0,005027	2,50	2,165	0,080	0,000	1570796	1570796	2,50	1,443	225000	77	72	1,42E+08	2,7
Cabos - molas														
Level	Keq kN/m	Fv kN	Fh kN	nº cabos	Lcabo m	altura m	Largura m	Diametro m	Ag m ²	umáx m	Tp kN	mg kN/m	EAg kN	(Eag)eq kN
L1	447,4	49,8	134,2	6	38,59	20	33	0,012	0,00012166	0,3	16	0,05620692	17300	7824,88
L2	185,2	74,1	111,1	6	51,86	40	33	0,012	0,00012166	0,6	16	0,05620692	17300	7824,88
L3	81,0	84,1	72,9	6	68,48	60	33	0,012	0,00012166	0,9	16	0,05620692	17300	7824,88
L4	35,6	74,1	42,7	6	103,71	80	66	0,012	0,00012166	1,2	16	0,05620692	17300	2960,49
L5	23,3	80,1	34,9	6	119,82	100	66	0,012	0,00012166	1,5	16	0,05620692	17300	2960,49
L6	15,8	84,1	28,4	6	136,95	120	66	0,012	0,00012166	1,8	16	0,05620692	17300	2960,49
L7	9,0	78,4	19,0	6	171,47	140	99	0,012	0,00012166	2,1	16	0,05620692	17300	1454,00
L8	6,9	81,6	16,6	6	188,15	160	99	0,012	0,00012166	2,4	16	0,05620692	17300	1454,00
L9	5,4	84,1	14,6	6	205,43	180	99	0,012	0,00012166	2,7	16	0,05620692	17300	1454,00
TOTAL		690,4												

Apresenta-se na tabela 2 a uma primeira verificação à compressão nos diferentes níveis, tendo em conta o peso próprio dos cabos, da estrutura e o esforço axial na estrutura que a tensão dos cabos cria.

Tabela 2 - Verificação à compressão

Verificação à compressão da área				
Ncabo [kN]	PP cabo [kN]	PP est [kN]	Ntotal [kN]	Nrd [kN]
146,2	4,65	136,07	2,97E+04	3,14E+04
295,1	6,85	136,07	2,94E+04	3,14E+04
7593,2	9,43	136,07	2,89E+04	3,14E+04
463,0	13,69	136,07	2,12E+04	3,14E+04
998,2	16,23	136,07	2,06E+04	3,14E+04
7598,8	18,87	136,07	1,94E+04	3,14E+04
867,4	23,05	136,07	1,17E+04	3,14E+04
2738,1	25,65	136,07	1,07E+04	3,14E+04
7598,8	28,30	136,07	7,76E+03	3,14E+04
28298,72	146,72	1224,63	2,97E+04	3,14E+04
95,38%	0,49%	4,13%		94,59%

3.7. RESULTADOS DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Fig. 9- Deformada da estrutura ao vento



Na figura 9 pode ver-se o comportamento da viga equivalente ao carregamento lateral do vento. Podemos observar também o deslocamento e rotação máxima no topo da viga. Com atenção a estes valores, podemos alterar as características das secções ou aceitar que os resultados são bons e partir para o dimensionamento da torre com esta configuração. A imagem que se apresenta já é da segunda e última iteração do pré-dimensionamento, visto que neste caso os resultados apresentados cumprem com alguma folga os requisitos de serviço. Poderia diminuir as secções presentes, mas como as secções ainda terão que verificar à encurvadura local, optou-se por seguir com esta configuração para dimensionamento.

4. AÇÃO DO VENTO

A ação do vento é de extrema importância no dimensionamento de torres espiadas, visto que a sua altura e flexibilidade conferem-lhe um comportamento dinâmico importante de ser estudado. O que interessa entender é que tipo de ação principal excita esta estrutura.

As estruturas reticuladas já são utilizadas há mais de um século, mas os primeiros estudos sobre o vento pertencem a Eiffel e são de 1911. Esses estudos não levam em consideração o ângulo de ataque do vento, o índice de área exposta bem como a esbelteza da estrutura, mas abriram espaço ao conhecimento que se têm hoje sobre este assunto. GOULD et al (1972) estudaram o número de Reynolds a partir de ensaios realizados em túnel de ar comprimido, o que permitiu calcular o carregamento do vento nas estruturas de seção cilíndrica, como a que se está a estudar.

As normas de referência no estudo do comportamento de torres treliçadas ao vento são a norma britânica “BS 8100 – Lattice Towers and Masts”, a norma americana “ASCE – Guide for the Dynamic Response of Lattice Towers”, a norma alemã “DIN 4131 - Steel radio towers and masts” e ainda a norma europeia EN1991-1-4.

A velocidade do vento varia em função da altura e a sua variação no tempo varia com o tipo de terreno onde está implantada. A ação do vento é representada por um conjunto simplificado de pressões ou de forças cujos efeitos são equivalentes aos efeitos do vento turbulento. Segundo o EN 1990, 4.1.1 as ações do vento são ações variáveis fixas e assim foram consideradas nos casos de carga.

A ação do vento será determinada a partir da norma EN1991-1-4 que fornece diretrizes para se calcular as forças do vento em torres treliçadas, mas dentro de um contexto generalista. Há pontos no qual a norma é omissa ou insuficiente. Em alguns desses casos tentaremos dar respostas encontradas na literatura disponível, ainda que haja muito sobre o assunto a ser estudado dado a sua complexidade.

As ações do vento calculadas de acordo com esta norma são valores característicos, determinados a partir dos valores de referência da velocidade do vento ou da pressão dinâmica. Os valores característicos apresentam uma probabilidade anual de serem excedidos de 0,02, equivalente a um período médio de retorno de 50 anos.

A resposta da estrutura à solicitação do vento depende da dimensão, da forma e das propriedades dinâmicas da estrutura. As suas respostas podem ser classificadas como quasi-estáticas, parcela média do vento, e como dinâmicas, parcela flutuante do vento; fig. 10(a). As forças e os deslocamentos generalizados dependem da frequência fundamental e do respectivo amortecimento da estrutura em causa.

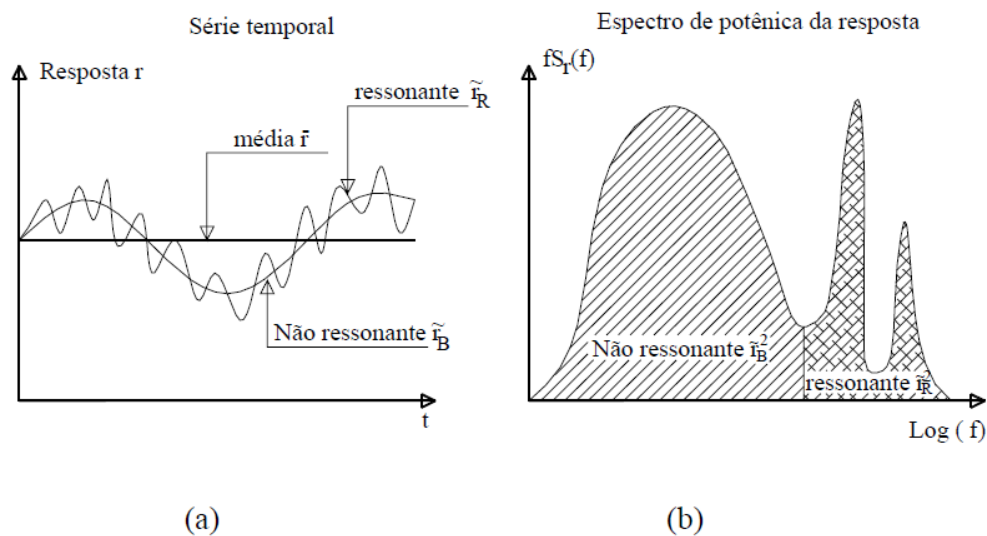


Fig. 10 –(a) – Resposta da estrutura e (b) – Espectro de Potência dos esforços na estrutura oriundos das rajadas de vento – Adaptado de CARRIL (2000)

A norma EN1991-1-4 cobre a resposta devido à turbulência longitudinal em ressonância com as vibrações, ambas na direção do vento, segundo o modo fundamental de flexão. As respostas são obtidas com a sobreposição da pressão permanente à pressão de rajada não permanente.

Os esforços dinâmicos são predominantemente ressonantes quando grande parte da sua energia contém as frequências naturais de vibração da estrutura e predominantemente não ressonante quando a maior parte dessa energia fica abaixo da menor frequência de vibração, fig. 10(b).

O comportamento puramente dinâmico dos mastros ocorre principalmente na direção transversal à direção do vento. Recorrendo ao Anexo E da norma EN1991-1-4 e a BARROS (2005) serão feitas verificações aos perfis. As principais forças que podem excitar a estrutura são as forças de martelamento devido à turbulência atmosférica, que excitam a estrutura pela flutuação da velocidade das rajadas de vento; o desprendimento de vórtices, a ovalização, o galope e o drapejamento.

4.1-PRESSÃO DO VENTO

A velocidade do vento bem como a pressão dinâmica podem ser decompostas em duas parcelas, uma componente média e uma flutuante.

A parcela da velocidade média, v_m , calcula-se tendo por base a velocidade de referência, v_b , a qual depende do regime local de ventos e da variação do vento em função da altura, determinada a partir da rugosidade do terreno e da orografia.

A parcela da velocidade flutuante do vento é caracterizada pela intensidade da turbulência.

O valor característico da velocidade média do vento, $v_{b,0}$, refere-se a períodos de 10 min e a uma altura de 10 m acima do nível do solo, para um terreno do tipo II, e é retirado do Anexo Nacional.

O valor de referência da velocidade do vento é calculada através de:

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

A velocidade média do vento foi calculada, em referência a períodos de 10 min, para uma probabilidade anual de ser excedida de 0,02. Caso se tenha interesse num período de retorno diferente de 50 anos, multiplica-se v_b por c_{prob} :

$$c_{\text{prob}} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1-p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right)^n \quad (4.2)$$

A velocidade média do vento $v_m(z)$ é dada por:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b, \text{ em que:} \quad (4.3)$$

Coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$:

$$c_r(z) = K_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) \quad \text{se } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (4.4)$$

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

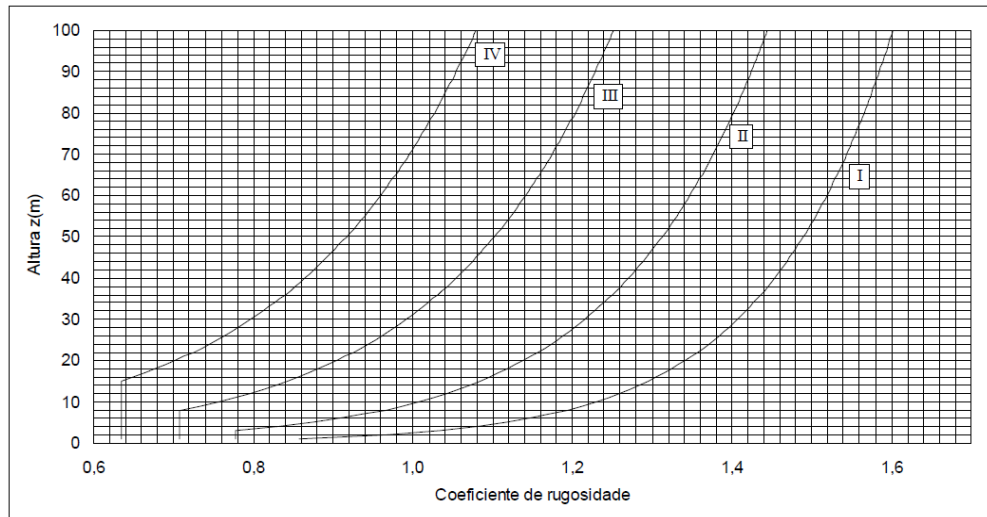


Fig. 11 - Coeficiente de Rugosidade

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

$$K_r = 0.19 \left(\frac{z_o}{z_{0,II}} \right)^{0.07} \quad (4.5)$$

Tabela 3- Categorias do terreno

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

A pressão do vento $q_p(z)$:

$$q_p(z) = q_m + q_r = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) q_b, \text{ temos que:} \quad (4.6)$$

$$q_m = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 \cdot \text{é a pressão média, parcela permanente e}$$

$$q_r = \frac{7}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 \cdot I_v(z) \text{ é a flutuação de pressão, parcela dinâmica.}$$

A pressão base do vento, q_b :

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot \quad (4.7)$$

A pressão de pico é definida por:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) q_b \quad (4.8)$$

Coefficiente de exposição, $c_e(z)$ é dado por:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (4.9)$$

A intensidade de turbulência $I_v(z)$ é função do desvio padrão e da velocidade média. À medida que nos afastamos do solo o efeito da turbulência diminui e obedece à seguinte expressão:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{se } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (4.10)$$

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

Velocidade de rajada do vento:

$$v(z) = c_e(z) \cdot v_m(z) \quad (4.11)$$

A força do vento que actua sobre a estrutura é expressa por:

$$F_w(z) = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z) \cdot A \quad (4.12)$$

Onde A é a área de exposição, c_f é o coeficiente de força e $c_s c_d$ é o coeficiente estrutural. Estes elementos serão analisados no pontos seguintes.

Segundo CLOUGH, PENZIEN (1975) p.132, a frequência fundamental aproximada pela fórmula de Rayleigh é:

$$w_1^2 = \frac{\int_0^h EI(x) [\psi''(x)]^2 dx}{\int_0^h m(x) [\psi''(x)]^2 dx} \text{ onde,} \quad (4.13)$$

h - altura do mastro

$EI(x)$ – Rigidez de flexão

$m(x)$ - massa por unidade de comprimento

$\psi(x)$ – modo de vibração generalizado do mastro

Definição das variáveis:

v_b – Valor de referência da velocidade do vento

c_{dir} – Coeficiente de direção

c_{season} – Coeficiente de Sazon

$v_{b,0}$ – Valor básico da velocidade de referência

p – nova probabilidade de ser excedida

k – parâmetro de forma

n – expoente

ρ – densidade do ar que é função da altitude, temperatura e pressão atmosférica. O valor recomendado é $1,25 \text{ kg/m}^3$

C_o – Coeficiente orográfico que tem em conta a inclinação do terreno (Falésias, montanhas, ...) e que toma o especificado no Anexo Nacional, sendo o valor mais usual 1.

z_o e z_{min} - comprimento de rugosidade e altura mínima dados na tabela 3.

4.2. – COEFICIENTE DE FORÇA

O coeficiente de força c_f é dado por:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (4.14)$$

$c_{f,0}$ Coeficiente de força dos elementos estruturais de comprimento infinito

ψ_λ Coeficiente de redução para esbelteza finita

No capítulo 7.11 da EN 1991-1-4 é nos apresentado um gráfico com os valores de $c_{f,0}$ de estruturas treliçadas, do qual se estimaram as expressões apresentadas, necessárias à sistematização do processo de cálculo.

$$\begin{aligned} c_{f,0} &= 1.475 & \text{para } Re < 2,0E+05 \\ c_{f,0} &= 8.03093 \times 10^{11} \times x^{-2.2139} & \text{para } 2.0E+05 < Re < 2.5E+05 \\ c_{f,0} &= 0.22595 \times x^{0.111196} & \text{para } 2.5E+05 < Re < 1.0E+06 \end{aligned} \quad (4.15)$$

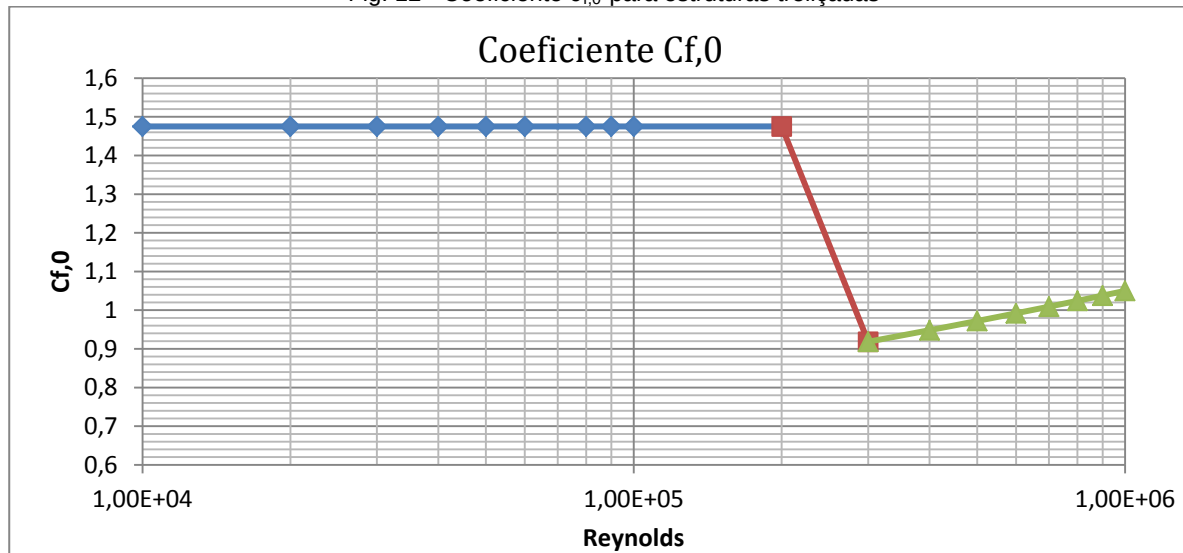
O número de Reynolds é dado por

$$Re(z) = \frac{b \cdot v(z)}{\nu} \quad (4.16)$$

Onde:

- b largura da estrutura
- ν viscosidade cinemática do ar 0.00002 m²/s
- $v(z)$ definida em 4.11

Fig. 12 - Coeficiente $c_{f,0}$ para estruturas treliçadas

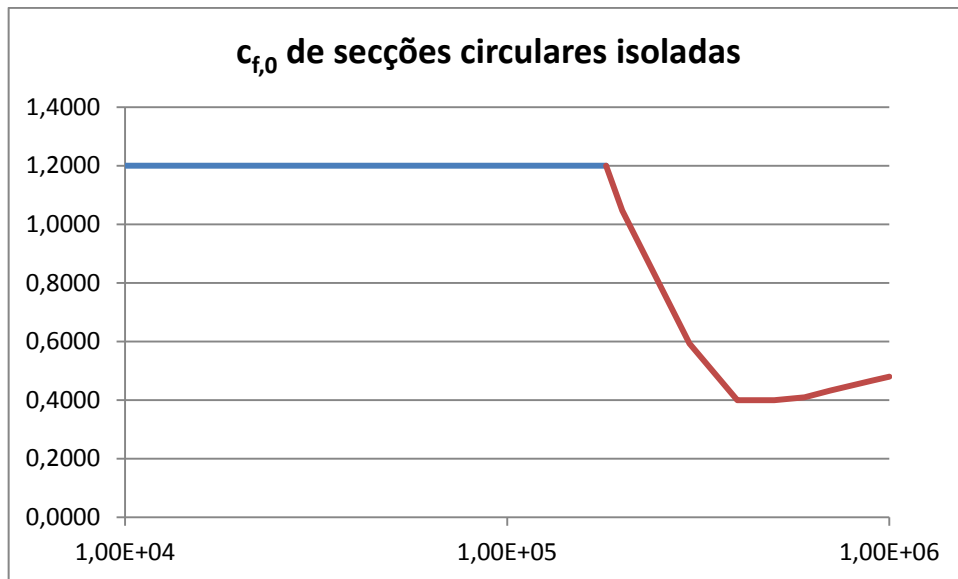


O coeficiente $c_{f,0}$ para secções cilíndricas isoladas e assumindo um $K=0.0002$ é dado por:

$$c_{f,0} = 1,2 \text{ para } Re < 181400$$

$$c_{f,0} = \max \left(\left[\frac{0,11}{(Re/10^6)^{1,4}} \right]; \left[1,2 + \frac{0,18 \cdot \log(10 \cdot k/b)}{1 + 0,4 \cdot \log(Re(z)/10^6)} \right]; 0,4 \right) \text{ para } Re > 181400 \text{ e } K/b < 0.00001$$

$$c_{f,0} = \max \left(\left[\frac{0,11}{(Re/10^6)^{1,4}} \right]; \left[1,2 + \frac{0,18 \cdot \log(10 \cdot 10^{-5})}{1 + 0,4 \cdot \log(Re(z)/10^6)} \right]; 0,4 \right) \text{ para } Re > 181400 \text{ e } K/b > 0.00001$$

Fig. 13 - $c_{f,0}$ de secções circulares isoladas

Verifica-se que o c_f para uma secção circular com diâmetro igual aos 3 elementos verticais que constituem a torre treliçada apresenta valores mais baixos que o coeficiente de força para estruturas treliçadas. O cálculo de $c_{f,0}$ para elementos de secções circulares é também importante para a verificação dos cabos de ancoragem utilizados na estrutura.

O coeficiente de redução da esbelteza finita aparece em EN 1991-1-4 definido num gráfico em função da esbelteza λ e do índice de cheios φ . As expressões por troços para os diferentes valores de índices de cheios foram calculados e são apresentados na tabela abaixo:

Tabela 4 - Expressões por troços do coeficiente de redução da Esbelteza para diferentes índices de vazios

φ	$1 < \lambda < 10$	$10 < \lambda < 200$
0,1	$0,985x^{0,002199}$	$0,9801x^{0,004365}$
0,5	$0,88x^{0,014559}$	$0,84636x^{0,031482}$
0,9	$0,825x^{0,025554}$	$0,78964x^{0,044574}$
0,95	$0,73x^{0,039767}$	$0,67391x^{0,074487}$
1	$0,6x^{0,063834}$	$0,525499x^{0,121454}$

Onde o índice de cheios, φ , se define pela área projetada sobre a área total de contorno.

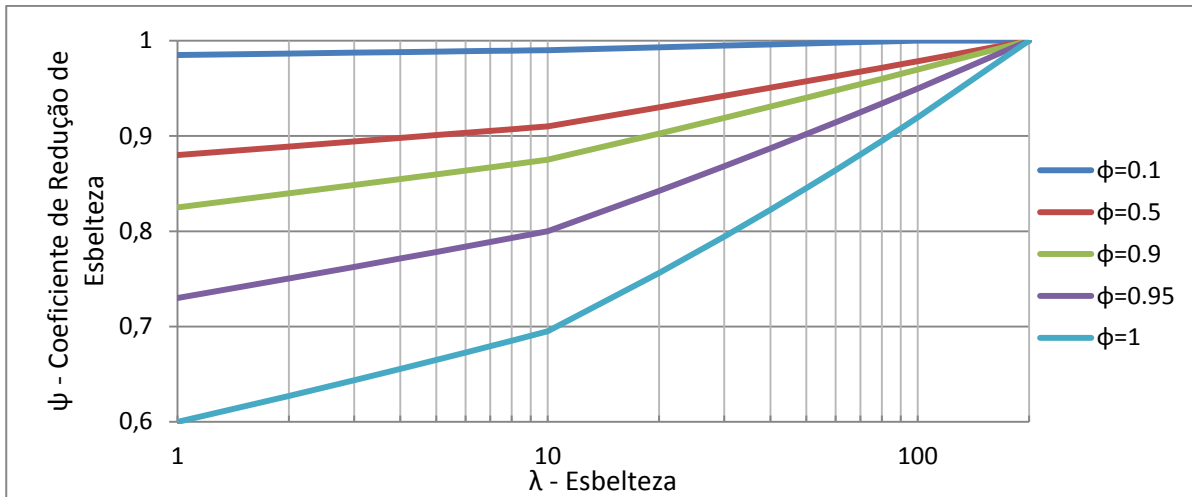


Fig. 14 - Coeficiente de Redução da Esbelteza

4.3. – COEFICIENTE ESTRUTURAL

O coeficiente estrutural $c_s c_d$ é dado por:

$$c_s c_d = \frac{1+2 \cdot K_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2+R^2}}{1+7 \cdot I_v(z_s)}, \text{ onde:} \quad (4.17)$$

z_s altura de referência

k_p Factor de pico, divisão entre o máx. da parte flutuante da resposta e o desvio padrão.

I_v intensidade de turbulência (4.10)

B^2 coeficiente de resposta quase-estática,

R^2 coeficiente de resposta em ressonância, que tem em conta o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração

Para calcular B^2 , R^2 e k_p recorre-se ao anexo B da norma EN 1991-1-4.

4.3.1 – COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO

Este coeficiente traduz a probabilidade de não ocorrer simultaneamente o vento de rajada ao longo de toda a estrutura logo, de forma conservativa, é possível igualar B à unidade.

$$B^2 = \frac{1}{1+0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0,63}}, \text{ onde:} \quad (4.18)$$

b, h largura e altura da construção

$L(z)$ Escala de turbulência

4.3.2. – ESCALA DE COMPRIMENTO DE TURBULÊNCIA:

$$L(z) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t}\right)^\alpha \text{ para } z \geq z_{\min} \quad (4.19)$$

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

4.3.3. – FACTOR DE PICO – COEFICIENTE DE RAJADA

O factor de pico traduz a distribuição probabilística da resposta da estrutura na direção do vento, que é muito próxima à distribuição de Gauss. Define-se como a relação entre o valor máximo da parcela variável da resposta e o seu desvio padrão. A equação proposta em EN 1991-1-4 vem da equação de Davenport e encontra-se em HOLMES(2001)

$$K_p = \max \left\{ \sqrt{2 \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \ln(v \cdot T)}} ; 3 \right\}, \text{ dado que:} \quad (4.20)$$

A frequência de passagens ascendentes, *up crossing*, é dada por:

$$v = \max \left\{ 0,8; n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + B^2}} \right\} \text{ onde:} \quad (4.21)$$

O $n_{1,x}$ é a frequência natural de vibração em Hz. Uma estimativa de $n_{1,x}$ para um comportamento elástico da estrutura é dada no anexo F e só é utilizada para efeitos de pré-dimensionamento. Obteve-se assim um valor de 0.25 Hz para uma torre de 180m de altura. Esse valor é posteriormente alterado para o valor dado pelo modelo computacional feito no SAP. 0,25Hz é uma frequência baixa, o que era expectável dada a flexibilidade da estrutura, mas no entanto foge dos valores mais comuns para torres de 0.5Hz a 5Hz mencionados em TAYLOR(1970). Pode ver-se no [anexo C](#) que a estrutura apresenta uma frequência natural de vibração de 0.625 Hz, quase sem massa associada, pelo que o valor utilizado nos cálculos foi de 1,011Hz.

4.3.4. – COEFICIENTE DE RESSONÂNCIA

O coeficiente de ressonância é dado por:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \quad (4.22)$$

E as funções de admitância aerodinâmica são definidas por:

$$R_h = \frac{1}{n_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) \quad (4.23)$$

$$R_b = \frac{1}{n_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) \quad (4.24)$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (4.25)$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (4.26)$$

A função de densidade espectral de potência adimensional S_L expressa a distribuição do vento em função da frequência e é dada por:

$$S_L(z, n) = \frac{n \cdot S_v(z, n)}{\sigma_v^2} = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} \quad (4.27)$$

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} \quad (4.28)$$

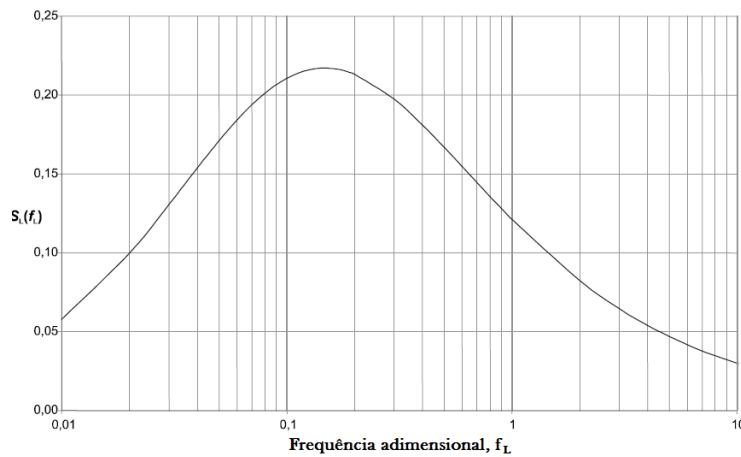


Fig. 15 - Função de densidade espectral de potência adimensional adaptado do EC1

Pode concluir-se da fig. 15 que estruturas com frequências naturais que rondem os 0.15Hz ; de 0.02Hz a 1.5 Hz, ou seja torres e edifícios de grande altura; são muito sensíveis à ação do vento.

4.3.5. – COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO LOGARÍTMICO

O amortecimento do modo fundamental pode ser determinado a partir do decremento logarítmico δ da vibração livre amortecida. Os valores típicos do amortecimento crítico viscoso ξ ($\approx \delta / 2\pi$) . O decremento logarítmico δ pode ser calculado pela soma de três decrementos logarítmicos: o amortecimento logarítmico estrutural, δ_s , amortecimento logarítmico aerodinâmico para o modo fundamental, δ_a , e amortecimento devido a dispositivos especiais de dissipação de energia, δ_d . Nesta estrutura não serão considerados dispositivos especiais de dissipação de energia, mas pode ler-se mais sobre o assunto no anexo A.

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (4.29)$$

Onde o decremento aerodinâmico para o modo fundamental se pode aproximar pela expressão:

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} \text{ onde,} \quad (4.30)$$

c_f - coeficiente de força definido em (4.14)

ρ – densidade do ar que é função da altitude, temperatura e pressão atmosférica. O valor recomendado é 1,25kg/m³.

n_1 - é a frequência natural do primeiro modo.

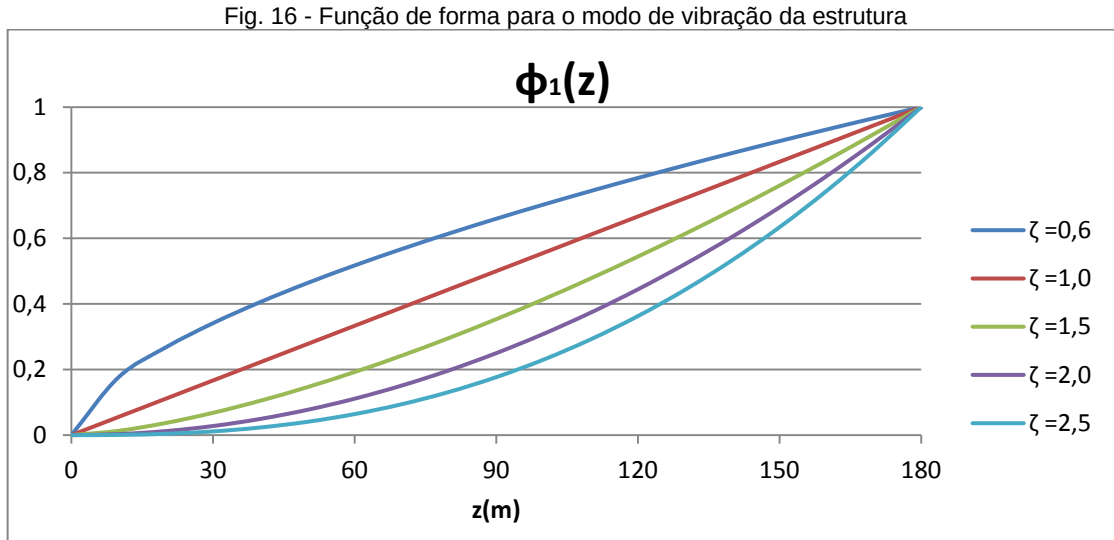
m_e - massa equivalente

A massa equivalente é dada por:

$$m_e = \frac{\int_0^l m(s) \cdot \phi_1^2(s) ds}{\int_0^l \phi_1^2(s) ds} \quad (4.31)$$

Onde ϕ_1 é a função de forma para o modo de vibração que pode ser obtido aplicando o método de RAYLEIGH. Aplicando a expressão sugerida pelo EN 1991-1-4:

$$\phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta \text{ obtém-se:} \quad (4.32)$$



Para torres e chaminés $\zeta = 2$ e para torres de aço reticuladas $\zeta = 2,5$.

A norma EN 1991-1-4 fornece uma alternativa ao cálculo de m_e estimada pelo peso próprio da estrutura e dos equipamentos acima dos dois terços de altura:

$$m_e = \frac{\int_{2/3h}^h m(z) dz}{\frac{1}{3}h} \quad (4.33)$$

4.3.6. – DESVIO PADRÃO DA ACELERAÇÃO CARACTERÍSTICA DO VENTO

$$\sigma_{a,x}(z) = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot I_v(z_s) v_m^2(z_s)}{m_{1,x}} \cdot R \cdot K_x \cdot \phi_{1,x}(z) \text{ em que,} \quad (4.34)$$

$m_{1,x}$ – massa equivalente para o modo fundamental de vibração

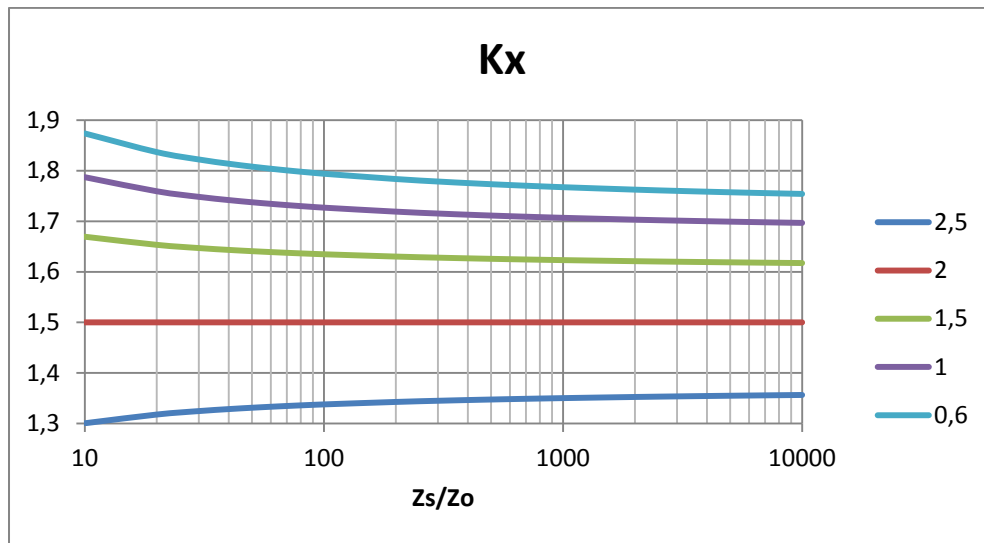
$\phi_{1,x}(z)$ – configuração do modo fundamental de vibração, definido em (4.32)

K_x – Coeficiente adimensional dado por:

$$K_x = \frac{\int_0^h v_m^2(z) \cdot \phi_{1,x}(z) dz}{v_m^2(z_s) \int_0^h \phi_{1,x}^2(z) dz} \quad (4.35)$$

Que é ainda simplificado na EN 1991-1-4 por:

$$K_x = \frac{(2\zeta+1) \cdot \left\{ (\zeta+1) \cdot \left[\ln\left(\frac{z_s}{z_0}\right) + 0,5 \right] - 1 \right\}}{(\zeta+1)^2 \cdot \ln\left(\frac{z_s}{z_0}\right)} \quad (4.36)$$

Fig. 17 - Coeficiente K_x em função de ζ

4.4. – PARTILHA DE VÓRTICE (VORTEX SHEDDING)

No séc. XVI Leonardo da Vinci observou a formação de vórtices num rio, mas só em 1878 é que Strouhal identificou o fenómeno através do som emitido por um fio submetido à ação do vento e como este variava com a velocidade do vento e com a espessura do fio. Um ano depois Lord Rayleigh descobriu a existência de uma força de sustentação perpendicular ao escoamento, do qual von Kármán estudou a periodicidade.

O movimento do ar em torno da estrutura respeita um esquema de formação e separação da camada limite eólica no seu contorno, que é dependente do número de Reynolds Re do escoamento. Para determinada velocidade crítica de escoamento formam-se turbilhões de Von-Kármán, que se desprendem alternadamente do seu contorno e se propagam para jusante. Chama-se partilha de vórtices ou turbilhões de Von-Kármán (Vortex Shedding) a este fenómeno.

As forças geradas por esses turbilhões são oblíquas à direção do vento médio. A componente dessa força na direção da velocidade média excita a estrutura na frequência de desprendimento individual dos vórtices, a componente transversal excita a estrutura na frequência de desprendimento de cada par de vórtices. A componente paralela ao vento quase não tem expressão, enquanto que a força transversal precisa ser analisada.

Se a frequência de partilha de vórtices for da ordem de grandeza da frequência fundamental da secção do mastro, poderão ocorrer oscilações em ressonância podendo levar ao colapso da estrutura.

Pretende-se verificar que frequência de partilha de vórtices não é coincidente com a frequência fundamental da estrutura. Os modos de vibração de ordem superior ao fundamental são regra geral desprezados porque os deslocamentos fora de fase de diferentes secções reduzem as energias excitadoras do vento.

4.4.1. – FREQUÊNCIA DE PARTILHA DE VÓRTICES

Em Barros(2005) define-se a frequência da partilha de vórtices por:

$$f_{vortex} = \frac{1}{\varphi(Re)} \cdot \frac{V}{l} \quad (4.37)$$

Em que l é um comprimento ou dimensão característica da estrutura ou elemento. Para mastros de secção circular $\phi(Re)$ assume o valor médio de 5, sendo l =diâmetro da secção.

Alternativamente em EN 1991-1-4 pode constatar-se que a frequência de desprendimento de vórtices é igual à frequência própria da estrutura se a velocidade do vento igualar a velocidade crítica. A resposta da estrutura é constituída por uma banda larga, que ocorre quer haja ou não movimento da estrutura, e por uma banda estreita originada por uma força aerodinâmica. Esta resposta de banda estreita é a mais importante em estruturas metálicas leves, como é o caso da estrutura em estudo.

Por uma questão de segurança, caso a velocidade crítica seja 1,25 vezes maior que a velocidade média referida a períodos de 10 min, não é necessário analisar o efeito do desprendimento de vórtices.

Encontramos definida em BARROS (2005) e em EN 1991-1-4 a velocidade crítica para o modo de vibração em flexão i , como a velocidade em que a frequência de desprendimento de vórtices é idêntica à frequência própria da estrutura no modo i e define-se por:

$$v_{crit,i} = \frac{b \cdot n_{i,y}}{St} \quad (4.38)$$

b Largura de referência da secção transversal

$n_{i,y}$ frequência própria do modo i de vibração em flexão na direção transversal ao vento.

St número de Strouhal

O número de Strouhal, St , é um número adimensional que descreve o mecanismo de fluxo oscilante, e toma o valor de 0,18 para secções circulares. E é usualmente definido por:

$$St = \frac{fL}{v} \quad (4.39)$$

f - é a frequência dos vórtices

L - é o comprimento característico (diâmetro hidráulicos)

v - velocidade do fluído

O número de Scruton, Sc , depende do amortecimento estrutural e da relação entre a massa estrutural e a massa associada ao fluido. Representa a susceptibilidade às vibrações da estrutura e é dado por:

$$Sc = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2} \quad (4.40)$$

b Largura de referência da secção transversal

ρ massa volúmica do ar, valor recomendado 1,25kg/m³.

δ_s amortecimento estrutural expresso pelo decremento logarítmico

$m_{i,e}$ massa equivalente por unidade de comprimento, m_e , definida em (4.31)

O número de Re é dado pela expressão 4.15 onde a $v(z)$ é substituída pela velocidade crítica do vento. Como a velocidade crítica é observada frequentemente, a fadiga resultante do número de ciclos de carregamento pode ser relevante no dimensionamento.

4.4.2. – AÇÃO DE DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES

As vibrações induzidas pelo desprendimento de vórtices são calculadas a partir do efeito da força de inércia por unidade de comprimento, perpendiculares à direção do vento e obtém-se na norma por:

$$F_w(s) = m(s) \cdot (2 \cdot \pi \cdot n_{i,y})^2 \cdot \phi_{i,y}(s) \cdot y_{F,max} \quad (4.41)$$

E em Barro(2005) existe um método simplificado proposto por Zar e Chu (1979):

$$F_w(s) = \frac{1}{2\xi} \cdot c_L \cdot D \cdot q_{cr} \quad (4.42)$$

$m(s)$	massa oscilante de estrutura por unidade de comprimento [kg/m]
$y_{F,max}$	deslocamento máximo no ponto em que $\phi_{i,y}(s)$ é igual a 1.
c_L	coeficiente de sustentação de Von Kármán (=0.2 para cilindros circulares)
q_{cr}	a sobrecarga dinâmica crítica expressa em Pa, $q_{cr}=0.613V_{cr}^2$

4.4.3. – CÁLCULO DA AMPLITUDE TRANSVERSAL AO VENTO

Na generalidade das estruturas o deslocamento $y_{F,max}$ pode ser calculado através de dois métodos presentes no anexo E da EN 1991-1-4. O método 1 pode ser utilizado para vários tipos de estrutura e configurações modais enquanto que o método 2 só pode ser utilizado no primeiro modo de vibração para estruturas em consola, próprio para chaminés e mastros. No entanto como as torres espiadas são parcialmente travadas lateralmente pelos cabos, não exibem um comportamento de consola como é o caso de uma torre autoportante, pelo que o deslocamento é calculado pelo método 1.

O deslocamento máximo da estrutura vem definida por:

$$\frac{y_{F,max}}{b} = \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{Sc} \cdot K \cdot K_w \cdot c_{lat} \quad (4.43)$$

Sugere-se a leitura do capítulo 11.5.1 de HOLMES(2001) para saber mais sobre o modelo de excitação sinusoidal que dá origem à equação simplificada em (4.43)

4.4.4. – COEFICIENTE DE FORÇA LATERAL

Para estruturas cilíndricas $c_{lat,0}$ é dado por:

$$\begin{cases} 0,7 & 10000 < Re \leq 300000 \\ 1,89384 \times 10^{13} x^{-245243} & 300000 < Re \leq 500000 \\ 0,2 & 500000 < Re \leq 5000000 \\ 0.000024 x^{0,584963} & 5000000 < Re \leq 10000000 \\ 0,3 & 10000000 < Re \leq 30000000 \end{cases} \quad (4.44)$$

Onde o número de Reynolds, Re , é em função da velocidade crítica definida em 4.38. O coeficiente de força lateral, $c_{lat,0}$ é expresso na fig. 18.

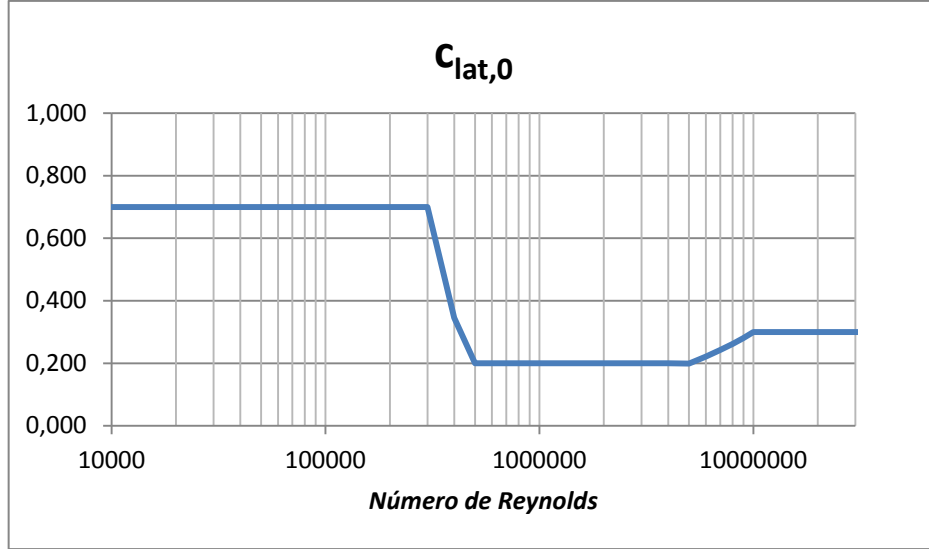


Fig. 18 - Coeficiente de força lateral

Segundo EN 1991-1-4 o coeficiente lateral depende do rácio entre a velocidade crítica e a velocidade média à altura que se dá o desprendimento de vórtices.

$$c_{lat} = \begin{cases} c_{lat,0}, & \frac{v_{crit}}{v_{m,Lj}} < 0,83 \\ \left(3 - 2,4 \cdot \frac{v_{crit}}{v_{m,Lj}}\right) \cdot c_{lat,0}, & 0,83 \leq \frac{v_{crit}}{v_{m,Lj}} < 1,25 \\ 0, & 1,25 < \frac{v_{crit}}{v_{m,Lj}} \end{cases} \quad (4.45)$$

Como o desprendimento de vórtices se dá em cilindros verticais em grupo, é necessário ainda relacionar a distância entre elementos com o diâmetro de cada elemento, a/b , para verificar se é necessário fazer alguma correção ao resultado.

$$c_{lat} = K_{iv} \cdot c_{lat(single)} \quad (4.46)$$

Onde $c_{lat(single)}$ é o coeficiente calculado atrás para um só cilindro. Para obter K_{iv} , recorre-se ao quadro E.8 da norma, onde se pode tirar o valor por interpolação linear de um gráfico apresentado. A expressão estimada para o inverso do número de Strouhal para 3 cilindros acoplados é:

$$\begin{cases} \frac{1}{St} = -5 \frac{a}{b} + 20 & 1 \leq \frac{a}{b} \leq 2,5 \\ \frac{1}{St} = -1,5 \frac{a}{b} + 11,25 & 2,5 < \frac{a}{b} < 3,5 \end{cases} \quad (4.47)$$

Esse gráfico só apresenta relações de a/b até 3,5; quando no caso em estudo essa relação é superior a 15, valor para o qual não se encontra resposta na norma.

4.4.5. – COEFICIENTE DE COMPRIMENTO DE CORRELAÇÃO, Kw

Para o cálculo de correlação L, vou usar a aproximação apresentada abaixo, visto que a norma é omissa no caso de mastros espiados e aconselha recorrer-se a um parecer especializado. De todas as estruturas tipo apresentadas a da figura é a mais semelhante à estrutura em estudo. O comprimento de correlação é dado por:

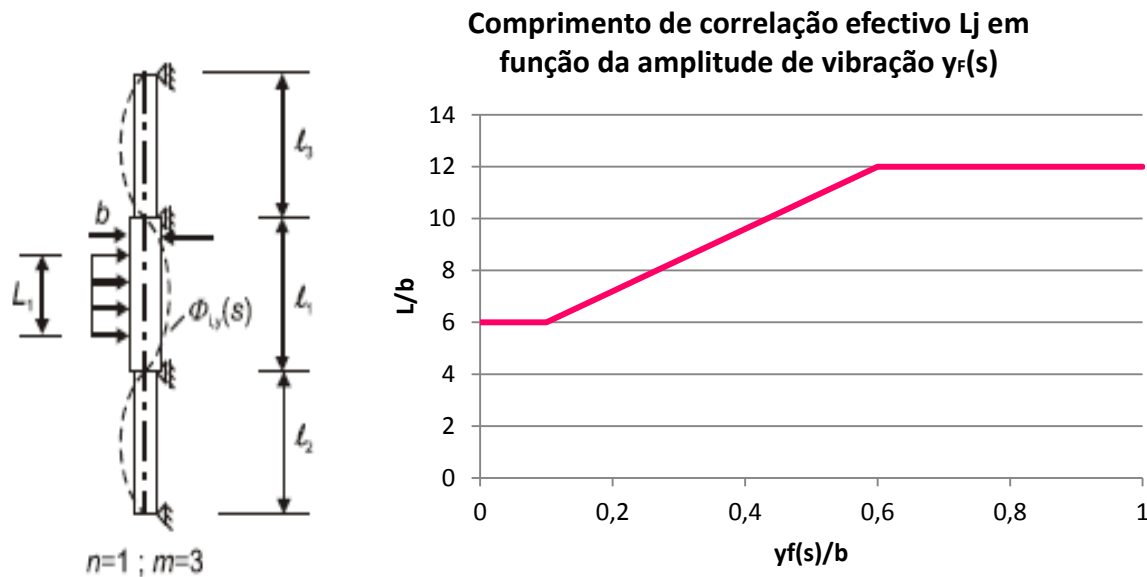


Fig. 19 e Fig. 20 - configuração do 1º modo de vibração e comprimento de correlação

As forças aeroelásticas são tidas em conta pelo coeficiente de comprimento de correlação efectivos Kw que é obtido pela expressão:

$$K_w = \frac{\sum_{j=1}^n \int_{l_j} |\phi_{i,y}(s)| ds}{\sum_{j=1}^m \int_{l_j} |\phi_{i,y}(s)| ds} < 0,6 \quad (4.48)$$

$\Phi_{i,y}$ – configuração do modo de vibração transversal ao vento

L_j – comprimento de correlação

l_j – comprimento da estrutura entre dois nós

n – número de troços onde ocorre excitação por desprendimento de vórtices (fig. 19)

m - número de antinodos (fig. 19)

4.4.6. – COEFICIENTE DE CONFIGURAÇÃO MODAL, K

$$K = \frac{\sum_{j=1}^m \int_{l_j} |\phi_{i,y}(s)| ds}{4 \cdot \pi \sum_{j=1}^m \int_{l_j} \phi_{i,y}^2(s) ds} \quad (4.49)$$

4.4.7. – NÚMERO DE CICLOS DE CARREGAMENTO, N

O número de ciclos de carregamento, N, devido a oscilações provocadas por desprendimento de vórtices é dado por:

$$N = 2 \cdot T \cdot n_y \cdot \varepsilon_0 \cdot \left(\frac{v_{crit}}{v_0} \right)^2 \cdot - \left(\frac{v_{crit}}{v_0} \right)^2 \quad (4.50)$$

v_0 – 20% da velocidade média

$N > 10000$

T - tempo em segundos. $3,2 \times 10^7$ multiplicado pelos anos.

ε_0 – factor de largura de banda. Situa-se entre 0,1 e 0,3. Pode ser considerado igual a 0,3.

O seu estudo é importante pela possível fadiga da estrutura.

Verifica-se que a solução dada por Zar e Chu apresenta valores mais baixos do que a norma EN 1991-1-4 para a ação derivada da partilha de vórtices. Constata-se também que esta ação não é condicionante, pois os valores apresentados representam apenas cerca de 2% das forças apresentadas na tabela 9, para a ação na direção do vento.

Sabe-se também das práticas universais de dimensionamento de mastros metálicos bem como de simulações numéricas com factor de amortecimento crítico $\xi=1.6\%$, que se a velocidade do vento crítico for inferior a 20% da velocidade média do vento de projecto, as tensões nas bases dos mastros não serão controladas pela resposta do mastro na direção transversal à direção de propagação do vento, BARROS (2005).

Tabela 5 - Cálculo da ação perpendicular à direção do vento devido à partilha de vórtices

						EN 1991-1-4	Barros
Barra	nó 1	nó 2	l	$\phi 1(z)$	$\phi 1(z)m$	Fw N/m	Fw N/m
1	180	175	5	1,0000	289,2	0,60	0,01
2	175	170	5	0,9452	273,4	0,57	0,01
3	170	165	5	0,8920	258,0	0,53	0,01
4	165	160	5	0,8403	243,0	0,50	0,01
5	160	155	5	0,7901	228,5	0,47	0,01
6	155	150	5	0,7415	214,5	0,44	0,01
7	150	145	5	0,6944	200,8	0,41	0,01
8	145	140	5	0,6489	187,7	0,39	0,01
9	140	135	5	0,6049	175,0	0,36	0,01
10	135	130	5	0,5625	162,7	0,33	0,01
11	130	125	5	0,5216	150,9	0,31	0,01
12	125	120	5	0,4823	139,5	0,29	0,01
13	120	115	5	0,4444	128,5	0,26	0,01
14	115	110	5	0,4082	118,1	0,24	0,01
15	110	105	5	0,3735	108,0	0,22	0,01
16	105	100	5	0,3403	98,4	0,20	0,01
17	100	95	5	0,3086	89,3	0,18	0,01
18	95	90	5	0,2785	80,6	0,16	0,01
19	90	85	5	0,2500	72,3	0,15	0,01
20	85	80	5	0,2230	64,5	0,13	0,01
21	80	75	5	0,1975	57,1	0,11	0,01
22	75	70	5	0,1736	50,2	0,10	0,01
23	70	65	5	0,1512	43,7	0,09	0,01
24	65	60	5	0,1304	37,7	0,07	0,01
25	60	55	5	0,1111	32,1	0,06	0,01
26	55	50	5	0,0934	27,0	0,05	0,01
27	50	45	5	0,0772	22,3	0,04	0,01
28	45	40	5	0,0625	18,1	0,03	0,01
29	40	35	5	0,0494	14,3	0,03	0,01
30	35	30	5	0,0378	10,9	0,02	0,01
31	30	25	5	0,0278	8,0	0,01	0,01
32	25	20	5	0,0193	5,6	0,01	0,01
33	20	15	5	0,0123	3,6	0,01	0,01
34	15	10	5	0,0069	2,0	0,00	0,01
35	10	5	5	0,0031	0,9	0,00	0,01
36	5	0	5	0,0008	0,2	0,00	0,01
37	0	0	0	0,0000	0,0	0,00	0,01
				k	kw	ymax [m]	
				0,1327	0,41702	0,00800497	

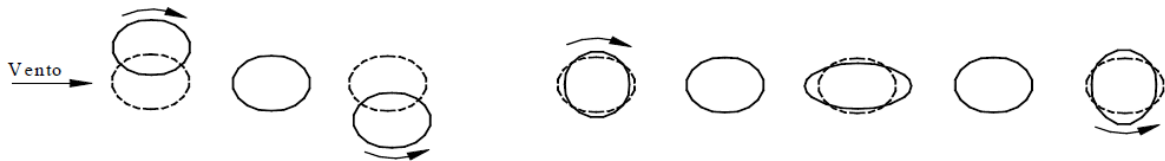
4.5. – OVALIZAÇÃO (OVALING)

Os mastros de secção circular podem ainda sofrer vibrações de flexão no plano das secções causando a ovalização das mesmas.

Para mastros com a relação diâmetro/espessura maior que 200 deverá evitar-se distorções das secções por ovalização, quer para pressões permanentes, quer não permanentes. Quando a relação ultrapassar o valor de 250 é necessário a utilização de anéis circulares exteriores ou interiores que conferem rigidez à estrutura, evitando a ovalização e resistindo aos carregamentos locais.

A velocidade crítica do vento para o modo de vibração por ovalização aparece definida no anexo E da norma EN 1991-1-4 e a frequência para cascas cilíndricas no anexo F.

Fig. 21- Distorção das secções por ovalização adaptado de BARROS



A frequência de oscilação fundamental de ovalização de uma casca circular segundo a norma é:

$$f_{ov} = 0.492 \sqrt{\frac{t^3 \cdot E}{\mu_s (1 - \nu^2) \cdot b^4}} \quad (4.51)$$

T – espessura

E – Módulo de Young em N/mm

A frequência de oscilação fundamental de ovalização de uma casca circular segundo BARROS é:

$$f_{ov} = 0.1754 \frac{t\sqrt{E}}{D^2} = 2f_{cr} \quad (4.52)$$

em que a espessura t e o diâmetro D são expressos em unidades métricas e o modos de elasticidade do mastro em GPa.

A velocidade crítica do vento para o modo de vibração é a velocidade do vento para qual o dobro da frequência de desprendimento de vórtices é igual à frequência própria do modo de ovalização.

$$v_{ov} = \frac{D \cdot f_{ov}}{2 \cdot St} \quad (4.53)$$

D Largura de referência da secção transversal

f_{ov} frequência própria do modo de vibração em ovalização

St número de Strouhal

A variação superficial das pressões devido ao vento em torres produz momentos fletores circunferenciais. Os seus valores máximos por unidade de comprimento (Nm/m) é dado por:

$$\text{Zona de sobrepressão:} \quad M_{max} = 0.0785 q D^2 \quad (4.54)$$

$$\text{Zona de sucção:} \quad M_{max} = 0.0680 q D^2$$

Tabela 6 - Resultado da verificação à ovalização

Barra	nó 1	nó 2	vm(z) m/s	qp(z) Pa	v(z) m/s	Re	1,25*vm m/s
1	180	175	47,44	2346,5	61,27	326792	59,30
2	175	170	47,31	2336,3	61,14	326080	59,14
3	170	165	47,18	2325,8	61,00	325346	58,97
4	165	160	47,04	2315,0	60,86	324589	58,80
5	160	155	46,90	2303,9	60,71	323809	58,63
6	155	150	46,75	2292,4	60,56	323004	58,44
7	150	145	46,60	2280,6	60,41	322172	58,25
8	145	140	46,45	2268,5	60,25	321311	58,06
9	140	135	46,29	2255,9	60,08	320419	57,86
10	135	130	46,12	2242,9	59,91	319494	57,65
11	130	125	45,94	2229,4	59,72	318533	57,43
12	125	120	45,76	2215,4	59,54	317533	57,20
13	120	115	45,57	2200,9	59,34	316491	56,97
14	115	110	45,38	2185,8	59,14	315404	56,72
15	110	105	45,17	2170,1	58,93	314268	56,46
16	105	100	44,96	2153,7	58,70	313076	56,19
17	100	95	44,73	2136,5	58,47	311825	55,91
18	95	90	44,49	2118,5	58,22	310508	55,61
19	90	85	44,24	2099,6	57,96	309117	55,30
20	85	80	43,97	2079,6	57,68	307643	54,97
21	80	75	43,69	2058,5	57,39	306077	54,61
22	75	70	43,39	2036,1	57,08	304406	54,23
23	70	65	43,06	2012,2	56,74	302615	53,83
24	65	60	42,72	1986,6	56,38	300685	53,39
25	60	55	42,34	1959,0	55,99	298592	52,92
26	55	50	41,93	1929,2	55,56	296309	52,41
27	50	45	41,47	1896,6	55,09	293794	51,84
28	45	40	40,97	1860,6	54,56	290998	51,21
29	40	35	40,40	1820,6	53,97	287849	50,50
30	35	30	39,75	1775,3	53,30	284246	49,69
31	30	25	39,00	1723,1	52,51	280034	48,75
32	25	20	38,09	1661,3	51,56	274968	47,61
33	20	15	36,95	1585,4	50,36	268613	46,19
34	15	10	35,43	1486,3	48,77	260081	44,28
35	10	5	33,11	1341,4	46,33	247078	41,39
36	5	0	28,14	1052,4	41,03	218849	35,18
37	0	0	23,99	835,0	36,55	194941	29,99

E	Mpa	210000
v	-	0,3
b	m	0,08
t	m	0,0400
μ	Kg/m2	314
EN 1991-1-4 F.2(4)		
n1,0	Hz	16,672443
Vcri	m/s	3,7049873
Barros(2005)		
n1,0	Hz	15,886172
Vcri	m/s	3,5302604

4.6. – GALOPE

O fenómeno de instabilidade aerodinâmica por galope consiste numa vibração auto-induzida de uma estrutura flexível segundo um modo de flexão transversal à direção do vento. É caracterizado por ter grandes amplitudes de vibração em frequências muito baixas. A secção circular é menos propensa do que as secções em L, I, U e em T à ocorrência de galope, no entanto para cilindros acoplados poderá ocorrer galope clássico.

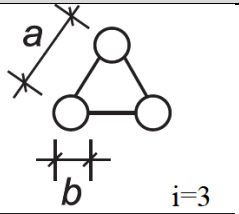
A ocorrência de galope tem início com uma velocidade particular do vento chamada velocidade de disparo, v_{CG} , e a sua amplitude aumenta rapidamente com o aumento da velocidade do vento. Se o galope se desenvolver na direção do vento, o vento alimenta esse movimento oscilatório. Para aprofundar mais este assunto pode consultar BLESSMANN (1998)

$$v_{CG} = \frac{2 \cdot Sc}{a_g} \cdot n_{1,y} \cdot b \quad (4.55)$$

A ocorrência de galope tem que ser verificada tanto para o mastro como para os cabos.

Os dados podem ser consultados na tabela 7. Para secções ou configurações diferentes consultar os quadros E.7 e E.8 da EN 1991-1-4. E o inverso do número de Stouhal para cilindros acoplados é dado pela expressão 4.47 e só existem valores definidos no intervalo de 1 a 3,5.

Tabela 7 - Dados do calculo de resposta transversal ao vento de cilindros acoplados

Cilindros Acoplados	Número de Scruton $Sc = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot \sum m_{i,y}}{\rho \cdot b^2}$			
	a/b=1	a/b>2	a/b<1,5	a/b>2,5
	$K_{IV}=1,5$	$K_{IV}=1,5$	$a_G=1,5$	$a_G=3$

A velocidade de galope deve obedecer a condição $v_{CG} > 1,25 v_{m(z)}$, à altura z onde for expectável o ponto de máxima amplitude de oscilação.

Se a relação entre a velocidade de galope e a velocidade de desprendimento de vórtices variar entre 0.7 e 1,5 é aconselhável um estudo mais aprofundado, visto poder ocorrer interação entre ambos.

4.7. – DIVERGÊNCIA E DRAPEJAMENTO (FLUTTER)

A divergência e o drapejamento ocorrem em estruturas flexíveis devido às modificações das características aerodinâmicas da estrutura e das alterações das próprias ações do vento dado a sua deflexão. É caracterizado por oscilações que envolvem dois graus de liberdade, rotação e deslocamento vertical. As estruturas tipo “placa” são as mais propensas a sofrer de flutter. No anexo E da norma EC1-1-4 são fornecidos procedimentos para avaliar a susceptibilidade da estrutura a este fenómeno, que deve ser evitado.

A secção transversal da estrutura em estudo não apresenta um $b/d < 0,25$ logo não é propensa nem à divergência nem ao drapejamento.

4.8. – DADOS DE DIMENSIONAMENTO

A frequência natural de vibração foi determinada pelo Método de Rayleigh, aplicando forças horizontais proporcionais à massa dos elementos determinando os deslocamentos da estrutura. A força F_i tem que ser aplicada em cada elemento nos seus nós. No caso das torres espiadas, essas forças são constantes, visto as secções não variarem em altura. Não foi considerado o peso do equipamento de telecomunicação dado o seu valor não ser muito elevado e ser bastante variável consoante o equipamento a instalar.

Existem 3 métodos para calcular a massa equivalente:

- Método de Rayleigh aplicando a eq.4.31
- Peso situado acima de 2/3 da estrutura aplicando a eq 4.33
- Deformada aplicando: $m_e = \frac{\int_0^l m(z) \cdot \phi_1^2(z) dz}{\int_0^l \left[\left(\frac{z}{l} \right)^2 \right]^2 dz}$ (4.56)

Em ANTUNES(2008) são dadas equações equivalentes à eq 4.13 para determinação da frequência natural de vibração em **rad/s**:

$$\omega_n^2 = \frac{\int_0^h p(z) \cdot y(z) dz}{\int_0^h m(z) \cdot y(z)^2 dz} \rightarrow \omega_n^2 = g \frac{\int_0^h m(z) \cdot y(z) dz}{\int_0^h m(z) \cdot y(z)^2 dz} \quad (4.57)$$

$p(z)$ – peso próprio da estrutura

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

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

g – aceleração gravítica

Transformando a equação anterior em somatório:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{g \sum_i m_i y_i}{\sum_i m_i y_i^2}} \quad (4.58)$$

m – é a massa do elemento i

y – é o deslocamento do elemento i .

Para obter n_1 em Hz, só preciso dividir ω_n por 2π .

Os deslocamentos da estrutura, y , podem ser determinados a partir da integração da elástica:

$$y(z) = \iint \frac{M(z)}{EI} dz^2 + \varphi_0 z + y_0 \quad (4.59)$$

$M(z)$ – momento fletor segundo o eixo dos XXs

E – módulo de Young do aço

I – Inércia das secções

φ_0 – rotação inicial do apoio – Condição de fronteira

y_0 – deslocamento inicial do apoio – Condição de fronteira

Logo y_0 como é ao nível do apoio é igual a zero.

Tabela 8 - Método do Anexo B para a determinação de $c_s c_d$ - Comparação para B^2 calculado ou $B^2=1$ sugerido pela norma

Descrição	Variável	B calculado	B=1	equações
Altura de referência	zs	108,0	108,0	0,6*h
Velocidade média	vm(zs)	40,35	40,35	3.3
Intensidade de turbulência em zs	lv(zs)	0,1002	0,1002	3.10
Comprimento de escala de turbulência	L(zs)	233,732	233,732	3.19
Função de densidade espectral	SL(zs,n1)	0,0981	0,0981	3.27
Frequência adimensional	Fl(zs,n1)	1,4803	1,4803	3.28
Correlação de distribuição de pressão na superfície da estrutura	B^2	0,5649	1,0000	3.18
Coeficiente de Resposta em ressonância	R^2	0,1169	0,1169	3.22
	nh	5,2441	5,2441	3.25
	nb	0,0728	0,0728	3.26
Função aerodinâmica	Rh	0,1725	0,1725	3.23
Função aerodinâmica	Rb	0,9532	0,9532	3.24
Factor de pico	Kp	3,6847	3,6847	3.20
Up-crossing frequency	v	0,8000	0,8000	3.21
Amortecimento de decremento logarítmico	d	0,6805	0,6805	3.29
Decremento logarítmico estrutural	ds	0,0500	0,0500	-
Decremento logarítmico aerodinâmico	da	0,6305	0,6305	3.30
Decremento logarítmico dispositivo	dd	0,0000	0,0000	-
Coeficiente de Força Global da estrutura	cf	0,9583	0,9583	3.14
Coeficiente estrutural	cscd	0,9461	1,0464	3.17

Podemos verificar que ao adoptar $B^2=1$, ou seja se se ignorar a probabilidade de ocorrência de rajada ao longo de toda a estrutura, o coeficiente estrutural aumenta aproximadamente 10%. Para os cálculos do vento foi utilizado o coeficiente estrutural igual a 0.9461.

Da tabela 9 podemos retirar o cálculo do vento equivalente a actuar na estrutura, e que está representada na figura 22.

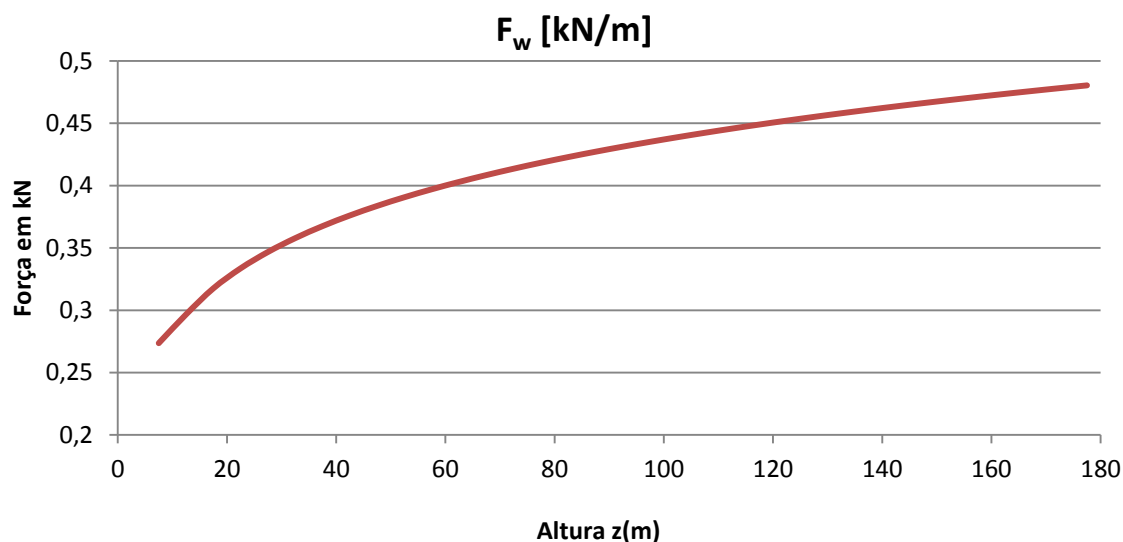


Fig. 22 - Força do vento em kN/m

4.9. – RESULTADOS DA APLICAÇÃO DO VENTO

Após a aplicação da força do vento, apresentada na figura 22, à estrutura principal obteve-se a deformada apresentada na figura 23. Os esforços são apresentados no anexo C.

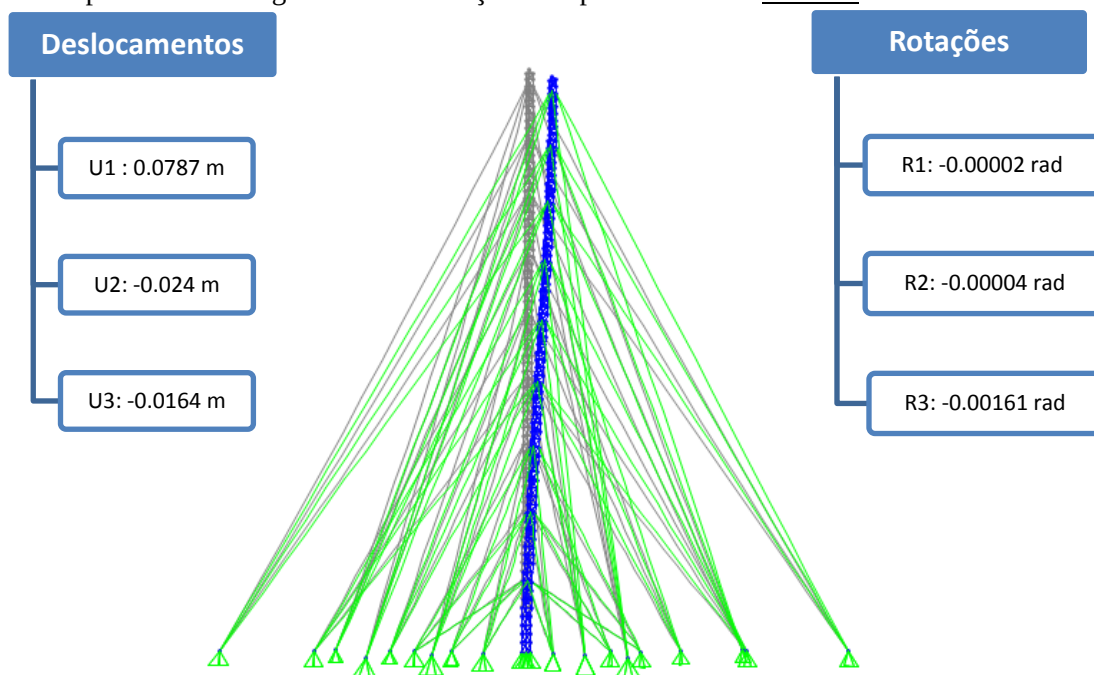


Fig. 23 - Deformada da torre ao carregamento do vento

Tabela 9 - Cálculo da ação do vento segundo a direção principal

Barras	Coordenadas em Z			Coef. De Rugosidade	Coef. Orográfico	velocidade média do vento	Intensidade de turbulência	Pressão do vento de rajada	Coef. De exposição	Velocidade do vento de rajada	Nº de Reynolds	coef. De força - infinito	Coef. De Força	Força actuante na estrutura
	nó 1 m	nó 2 m	Zmédio m	Cr(z) -	Co(z) -	vm(z) m/s	Iv(z) -	qp(z) Pa	Ce(z) -	v(z) m/s	Re	cf0	cf	F kN/m
1	180	175	177,5	1,694	1	47,44	0,0954	2346,5	4,789	61,27	3,27E+05	0,9272	0,9095	0,480
2	175	170	172,5	1,690	1	47,31	0,0957	2336,3	4,768	61,14	3,26E+05	0,9270	0,9093	0,478
3	170	165	167,5	1,685	1	47,18	0,0960	2325,8	4,747	61,00	3,25E+05	0,9268	0,9091	0,476
4	165	160	162,5	1,680	1	47,04	0,0963	2315,0	4,724	60,86	3,25E+05	0,9265	0,9089	0,474
5	160	155	157,5	1,675	1	46,90	0,0965	2303,9	4,702	60,71	3,24E+05	0,9263	0,9086	0,471
6	155	150	152,5	1,670	1	46,75	0,0968	2292,4	4,678	60,56	3,23E+05	0,9260	0,9084	0,469
7	150	145	147,5	1,664	1	46,60	0,0972	2280,6	4,654	60,41	3,22E+05	0,9257	0,9081	0,466
8	145	140	142,5	1,659	1	46,45	0,0975	2268,5	4,630	60,25	3,21E+05	0,9255	0,9078	0,464
9	140	135	137,5	1,653	1	46,29	0,0978	2255,9	4,604	60,08	3,20E+05	0,9252	0,9075	0,461
10	135	130	132,5	1,647	1	46,12	0,0982	2242,9	4,577	59,91	3,19E+05	0,9249	0,9073	0,458
11	130	125	127,5	1,641	1	45,94	0,0986	2229,4	4,550	59,72	3,19E+05	0,9246	0,9070	0,455
12	125	120	122,5	1,634	1	45,76	0,0989	2215,4	4,521	59,54	3,18E+05	0,9242	0,9066	0,452
13	120	115	117,5	1,628	1	45,57	0,0994	2200,9	4,492	59,34	3,16E+05	0,9239	0,9063	0,449
14	115	110	112,5	1,621	1	45,38	0,0998	2185,8	4,461	59,14	3,15E+05	0,9236	0,9060	0,446
15	110	105	107,5	1,613	1	45,17	0,1002	2170,1	4,429	58,93	3,14E+05	0,9232	0,9056	0,442
16	105	100	102,5	1,606	1	44,96	0,1007	2153,7	4,395	58,70	3,13E+05	0,9228	0,9052	0,439
17	100	95	97,5	1,597	1	44,73	0,1012	2136,5	4,360	58,47	3,12E+05	0,9224	0,9048	0,435
18	95	90	92,5	1,589	1	44,49	0,1018	2118,5	4,323	58,22	3,11E+05	0,9220	0,9044	0,431
19	90	85	87,5	1,580	1	44,24	0,1024	2099,6	4,285	57,96	3,09E+05	0,9215	0,9039	0,427
20	85	80	82,5	1,570	1	43,97	0,1030	2079,6	4,244	57,68	3,08E+05	0,9210	0,9034	0,423
21	80	75	77,5	1,560	1	43,69	0,1036	2058,5	4,201	57,39	3,06E+05	0,9205	0,9029	0,418
22	75	70	72,5	1,550	1	43,39	0,1044	2036,1	4,155	57,08	3,04E+05	0,9199	0,9024	0,414
23	70	65	67,5	1,538	1	43,06	0,1051	2012,2	4,106	56,74	3,03E+05	0,9193	0,9018	0,408
24	65	60	62,5	1,526	1	42,72	0,1060	1986,6	4,054	56,38	3,01E+05	0,9187	0,9012	0,403
25	60	55	57,5	1,512	1	42,34	0,1070	1959,0	3,998	55,99	2,99E+05	0,9180	0,9005	0,397
26	55	50	52,5	1,497	1	41,93	0,1080	1929,2	3,937	55,56	2,96E+05	0,9172	0,8997	0,391
27	50	45	47,5	1,481	1	41,47	0,1092	1896,6	3,871	55,09	2,94E+05	0,9163	0,8988	0,384
28	45	40	42,5	1,463	1	40,97	0,1105	1860,6	3,797	54,56	2,91E+05	0,9153	0,8979	0,376
29	40	35	37,5	1,443	1	40,40	0,1121	1820,6	3,715	53,97	2,88E+05	0,9142	0,8968	0,368
30	35	30	32,5	1,420	1	39,75	0,1139	1775,3	3,623	53,30	2,84E+05	0,9129	0,8955	0,358
31	30	25	27,5	1,393	1	39,00	0,1161	1723,1	3,516	52,51	2,80E+05	0,9114	0,8941	0,347
32	25	20	22,5	1,360	1	38,09	0,1189	1661,3	3,390	51,56	2,75E+05	0,9096	0,8922	0,334
33	20	15	17,5	1,320	1	36,95	0,1225	1585,4	3,235	50,36	2,69E+05	0,9072	0,8899	0,318
34	15	10	12,5	1,265	1	35,43	0,1278	1486,3	3,033	48,77	2,60E+05	0,9040	0,8867	0,297
35	10	5	7,5	1,183	1	33,11	0,1367	1341,4	2,737	46,33	2,47E+05	0,9238	0,9062	0,274
36	5	0	2,5	1,005	1	28,14	0,1609	1052,4	2,148	41,03	2,19E+05	1,2084	1,1854	0,281
37	0	0	0	0,857	1	23,99	0,1887	835,0	1,704	36,55	1,95E+05	1,4750	1,4469	0,272

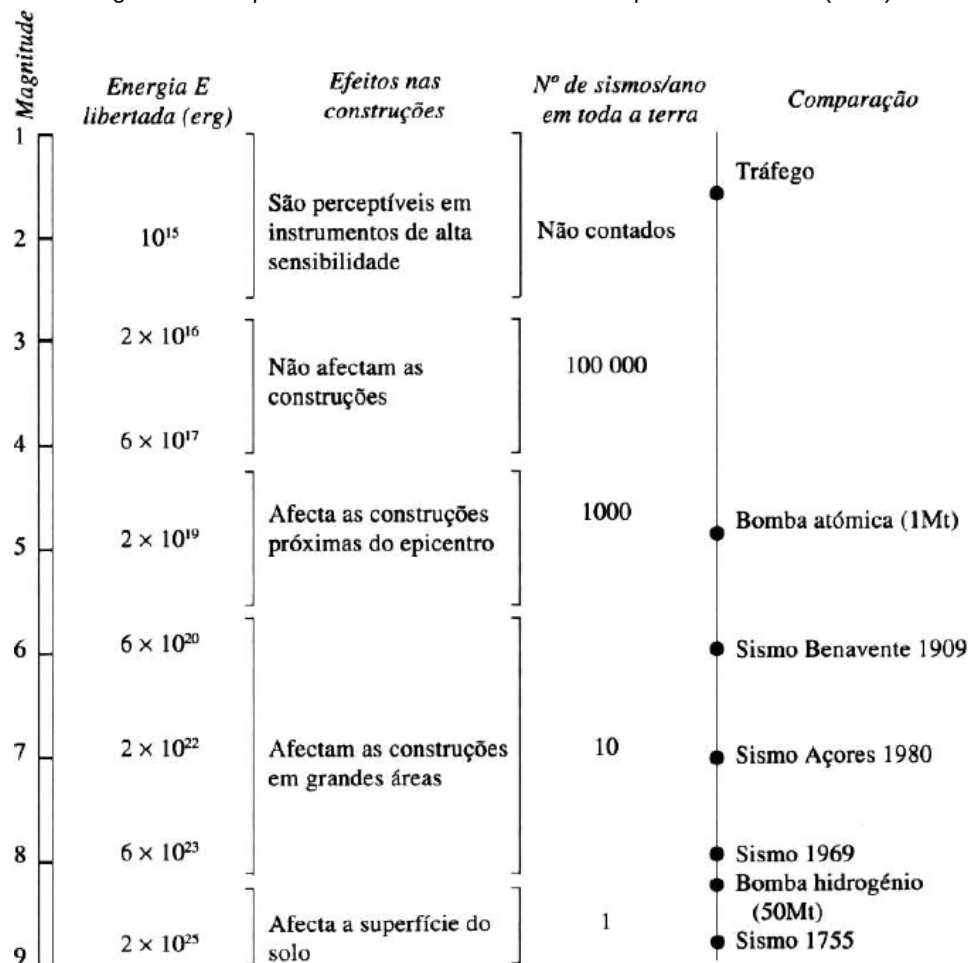
5. AÇÃO SÍSMICA

Na ação sísmica a magnitude é a medida de energia libertada no foco do sismo. Uma escala de quantificação dessa energia foi convencionada por Richter em 1935. A relação da magnitude (adimensional) com a quantidade de energia (erg) é dada por:

$$\log E = 12.2 + 1.44 \cdot M \quad (5.1)$$

Na fig. 24 abaixo podem observar-se várias correspondências com a escala de magnitude de Richter:

Fig. 24- Correspondências à escala de Richter adaptada de ARÊDE (2011)



Em oposição à magnitude, a intensidade não é uma medida de energia. Está relacionada com o movimento do solo, é uma medida de quanto o solo “treme” numa área, para um dado sismo. A escala mais conhecida de intensidade é a escala de Mercalli que usa a descrição das pessoas e os estragos observáveis para qualificar a intensidade do sismo nesse local. Para medir as acelerações do solo podemos servir de um acelerógrafo. Os resultados da aceleração obtidos normalmente correlacionam-se bem com os resultados obtidos por Mercalli:

Tabela 10 - Correlação da escala de Mercalli com a aceleração e velocidade sísmicas adaptado de [3]

Escala de Mercalli	Aceleração Sísmica (%g)	Velocidade Sísmica (cm/s)	Percepção do sismo	Danos Potenciais
I	< 0.0017	< 0.1	Sem percepção	Nenhum
II-III	0.0017 - 0.014	0.1 - 1.1	Muito leve	Nenhum
IV	0.014 - 0.039	1.1 - 3.4	Leve	Nenhum
V	0.039 - 0.092	3.4 - 8.1	Moderado	Muito leve
VI	0.092 - 0.18	8.1 - 16	Forte	Leve
VII	0.18 - 0.34	16 - 31	Muito forte	Moderado
VIII	0.34 - 0.65	31 - 60	Severo	Moderado a forte
IX	0.65 - 1.24	60 - 116	Violento	Forte
X+	> 1.24	> 116	Extremo	Muito forte

A aceleração de pico do solo, *peak ground acceleration*, PGA; é uma medida da aceleração do sismo num dado lugar. É um importante parâmetro de dimensionamento, visto dar a informação de qual a aceleração máxima registada naquele lugar. Como o perigo e os danos causados pelos sismos estão muito mais relacionados com a sua intensidade do que com a sua magnitude, usa-se o PGA como valor de referência da aceleração máxima expectável e dimensiona-se a estrutura tendo em conta o seu lugar de implantação. Segundo o relatório do LNEC de Junho de 1977 sobre sismologia, sismicidade e risco sísmico PGA para Lisboa é de aproximadamente 155cm/s² para um período de retorno de 1000 anos. Para saber qual o PGA para outras zonas de Portugal basta consultar o anexo D deste documento.

Para sismos moderados o PGA é o melhor parâmetro para definir os danos, enquanto para sismos severos o PGV, *peak ground velocity*, já exhibe valores mais correctos.

5.1. – ACTIVIDADE SÍSMICA EM PORTUGAL

Em Portugal existem dois cenários sísmicos possíveis; os sismos próximos e os sismos afastados, que se apresentam caracterizados na tabela 11.

As regiões autónomas das ilhas estão todas bastante afastadas das fontes sísmicas inter-placas relevantes. Madeira e Porto Santo são zonas de baixa sismicidade. Os Açores não são afectados por sismos de grande magnitude e epicentro distante, mas são muito afectados devido à proximidade da

falha entre as placas europeia e americana e falhas locais no mar e na terra. As ilhas dos grupos Central e Oriental (na placa europeia) estão em zona de maior perigosidade enquanto que o grupo Ocidental é considerado de baixa sismicidade.

Tabela 11 - Caracterização dos 2 cenários sísmicos portugueses

	Sismos próximos	Sismos afastados
Epicentro	Território continental	Mar
Movimento	Intraplacas: Falhas Activas (Algarve e Vale do Tejo)	Interplacas: Placa europeia e placa africana
Magnitude	<5.5	>5.5
Banda de frequências	1 Hz	3 a 3,5 Hz
Duração	7 a 14 segundos	>30 segundos
Distância focal	pequena	Grande
Componente vertical	Importante, quase da ordem de grandeza da horizontal.	Pouco importante comparativamente à horizontal.

5.2. – ANÁLISE ESPECTRAL

Segundo CHOPRA 2007, quando se analisa a ação sísmica, procura-se a resposta do sistema a esta ação. A equação de movimento da estrutura vem:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (5.2)$$

Onde m é a massa, c o amortecimento, k a rigidez e u o deslocamento da estrutura.

$$u^t = u + u_g \quad (5.3)$$

O deslocamento total, u^t , é igual ao deslocamento do solo, u_g , mais o deslocamento relativo da estrutura, u . O movimento sísmico só origina uma resposta dinâmica porque as forças de inércia dependem do deslocamento total da estrutura, enquanto que as forças elásticas e de amortecimento dependem apenas do movimento relativo.

$$m\ddot{u}^t + c\dot{u} + ku = 0 \Leftrightarrow m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + c\dot{u} + ku = 0 \Leftrightarrow m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \Leftrightarrow \quad (5.4)$$

$$\ddot{u} + 2\xi w\dot{u} + w^2u = -\ddot{u}_g$$

Pode daqui deduzir-se que a força sísmica $F = -m\ddot{u}_g$. Se assim é a força sísmica solicita a massa da estrutura com a aceleração do solo, $\ddot{u}_g(t)$, mantendo os apoios fixos. $\ddot{u}_g(t)$ é expressa por acelerogramas registados à superfície do solo. O valor máximo do deslocamento, S_d , pode ser uma medida de intensidade do sismo que originou o acelerograma. Para obter o deslocamento é necessário integrar esses valores de aceleração. Isso pode ser feito através do integral de Duhamel:

$$u(t) = \frac{1}{mw} \int_0^t m\ddot{u}_g\tau e^{-\xi w(t-\tau)} \sin w(t-\tau) d\tau \quad (5.5)$$

$$S_d(\xi, w) = \max[u(t)] \quad (5.6)$$

Fazendo variar w e ξ , pode traçar-se um diagrama $S_d(w)$ com várias séries para cada ξ que se quiser expressar, ao qual chamamos Espectro de Resposta de Deslocamentos, visto se poder obter a resposta a todos os possíveis osciladores de 1 grau de liberdade, para uma ação específica.

Para um sistema sem amortecimento temos que:

$$m\ddot{u}^t + ku = 0 \rightarrow m\ddot{u}_{m\acute{a}x}^t + ku_{m\acute{a}x} = 0 \rightarrow m\ddot{u}_{m\acute{a}x}^t = -ku_{m\acute{a}x} \rightarrow \ddot{u}_{m\acute{a}x}^t = -w^2 u_{m\acute{a}x} \quad (5.7)$$

Quando o deslocamento relativo é máximo, a velocidade relativa é nula, pelo que mesmo para um sistema com amortecimento pode constatar-se que:

$$S_a(w, \xi) \cong -w^2 S_d(w, \xi) \quad (5.8)$$

Omitindo os sinais obtemos a relação entre os vários espectros de resposta:

$$S_a(w, \xi) = w S_v(w, \xi) = w^2 S_d(w, \xi) \quad (5.9)$$

Se se traçar a envolvente dos espectros devidos a vários acelerogramas diferentes, obtém-se os Espectros de Resposta Regulamentares. Para dimensionar a estrutura à ação sísmica existem dois regulamentos disponíveis para Portugal, o RSA e o Eurocódigo 8.

5.2.1. – MÉTODO DO RSA

Art 28º - Zonamento do território

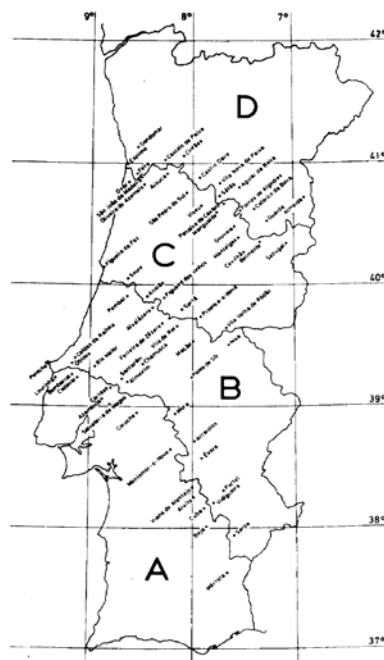
Considera-se o país dividido em 4 zonas de sismicidade: A,B,C e D, como se apresenta na figura 25.

Art 29º - Quantificação da ação do sismo

Para quantificar a ação sísmica, é utilizado um coeficiente de sismicidade que traduz a influência da sismicidade.

Zona Sísmica	α
A	1.0
B	0.7
C	0.5
D	0.3

Fig. 25 - Zonamento do território



É ainda importante ter em atenção a natureza do terreno:

Tipo I – rochas e solos coerentes rijos;

Tipo II – solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos;

Tipo III – solos coerentes moles e muito moles, solos incoerentes soltos.

Existem dois cenários de sismo em Portugal, como explanado em 5.2. Os sismos afastados, sismo tipo I e os sismos próximos, sismo tipo II. Na tabela 12 aparecem quantificados S_a em função da frequência. Para frequências nos intervalos dos valores expressos, é necessário utilizar interpolação linear para obter o valor de S_a .

Tabela 12 - Quantificação das ações para a zona sísmica A

Terreno tipo I			Terreno tipo II			Terreno tipo III		
f [Hz]	S(f) [(cm/s ²) ² /Hz]		f [Hz]	S(f) [(cm/s ²) ² /Hz]		f [Hz]	S(f) [(cm/s ²) ² /Hz]	
	Sismo Tipo 1	Sismo Tipo 2		Sismo Tipo 1	Sismo Tipo 2		Sismo Tipo 1	Sismo Tipo 2
0,04	0	0	0,03	0	0	0,02	0	0
1,05	250	220	0,9	220	220	0,75	190	220
2,1	360	300	1,8	300	400	1,5	240	500
4,2	360	150	3,6	300	160	3	240	200
8,4	160	65	7,2	130	65	6	100	80
16,8	50	20	14,4	40	25	12	35	30
20	20	0	20	16	0	20	12	0

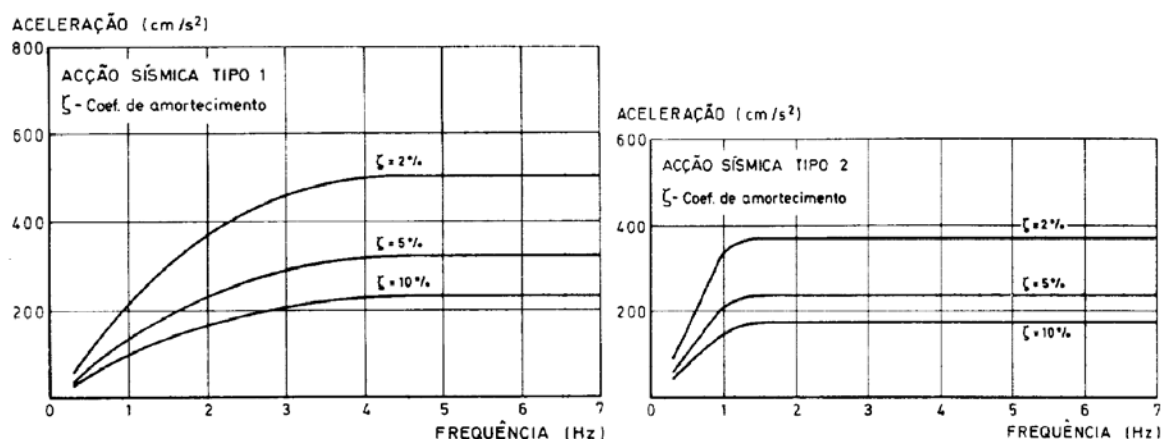
O valor de frequência da estrutura já foi calculada analiticamente pela expressão 3.13 ou pode ser retirada directamente do modelo após a análise modal do mesmo. (Este assunto é detalhado no capítulo 7.)

Art 30º - Quantificação da ação através a aceleração

Essa quantificação pode ser feita através de espectros de potência; espectros de resposta ou um método simplificado de análise estática com o coeficiente sísmico de referência.

A prática mais corrente é a utilização dos espectros de resposta de acelerações totais que incluem a amplificação dinâmica da aceleração imposta nos apoios, em função do amortecimento e da frequência. Os espectros para o terreno de tipo III são dados na figura 26, enquanto que os restantes podem ser consultados no Anexo III do regulamento.

Fig. 26 – Espectro de resposta para a zona A e para o terreno de tipo III



5.2.2. –MÉTODO DO EN 1998-1

Bem como no caso do RSA, no EC8 a sismicidade em também tem duplo cenário:

- Sismo afastado – interplacas, ação sísmica tipo 1, $M > 5,5$
- Sismo próximo – intraplacas, ação sísmica tipo 2, $M < 5,5$

A ação sísmica está ligada às exigências de desempenho:

1. Exigência de não colapso (NCR) – Ação sísmica de projecto. Para estruturas correntes período de retorno de 475 anos, para estruturas especiais esse período aumenta.
2. Exigência de limitação de danos (DLR) – Ação sísmica de serviço. Para estruturas correntes é um período de retorno de 95 anos. Neste caso como se trata de uma torre de telecomunicação, impõem-se ainda o definido em 2.5.

A ação sísmica depende da classe de importância da construção, γ_I . As classes de importância são definidas em Anexo Nacional e os seus valores variam entre 0.6 e 1.95. Para edifícios correntes, toma o valor de 1; para edifícios de importância reduzida valores menores que um, como é o caso de edifícios agrícolas; e para edifícios fundamentais para socorro pós sismo pode tomar os valores de até 1.95. O valor de γ_I varia com o tipo de sismo e os valores podem ser consultados no quadro NA.II.

O zonamento da ação sísmica é diferente para cada tipo de sismo:

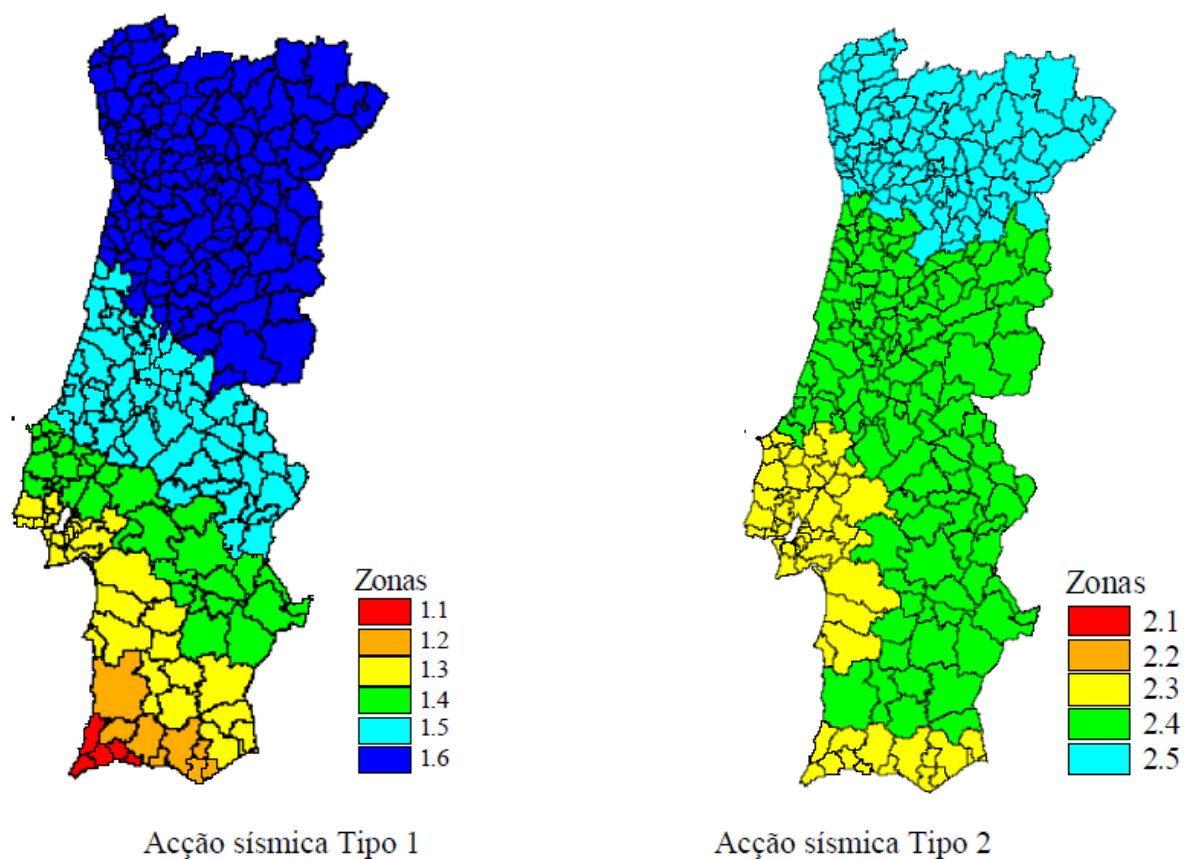


Fig. 27- Zonamento da ação sísmica

Como se pode verificar as zonas de Lisboa são 1.3 e 2.3. As acelerações máximas de referência nas várias zonas sísmicas podem ser consultadas na tabela 13.

Tabela 13-Acelerações máximas de referência

Sismo Tipo 1		Sismo Tipo 2	
Zona Sísmica	agr(m/s ²)	Zona Sísmica	agr(m/s ²)
1.1	2,50	2.1	2,50
1.2	2,00	2.2	2,00
1.3	1,50	2.3	1,70
1.4	1,00	2.4	1,10
1.5	0,60	2.5	0,80
1.6	0.35		

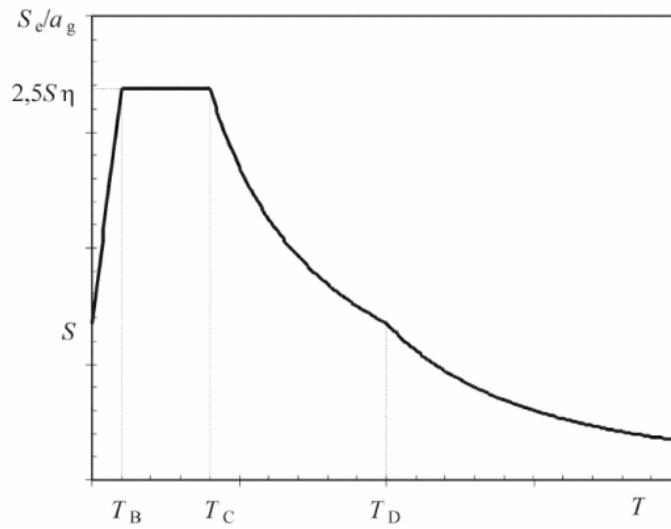


Fig. 28 - Espectro de resposta de aceleração $S_e(T)$

A ação sísmica é definida por espectros de resposta de aceleração $S_e(T)$.

$$\begin{cases} S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot \beta_0 - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\ S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 & T_B \leq T \leq T_C \\ S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \left[\frac{T_C}{T} \right] & T_C \leq T \leq T_D \\ S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] & T_D \leq T \end{cases} \quad (5.10)$$

Onde:

T - é o período de vibração da estrutura

$S_e(T)$ - é o valor do espectro de resposta em aceleração

a_g - é a aceleração de projecto

S - é o factor do terreno.

$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} > 0.55$ é o factor de correlação do amortecimento

β_0 - factor de amplificação dinâmica. 2,5 para a componente horizontal e 3 para a componente vertical a_{gv} .

T_B - é o período limite inferior do ramo de aceleração constante

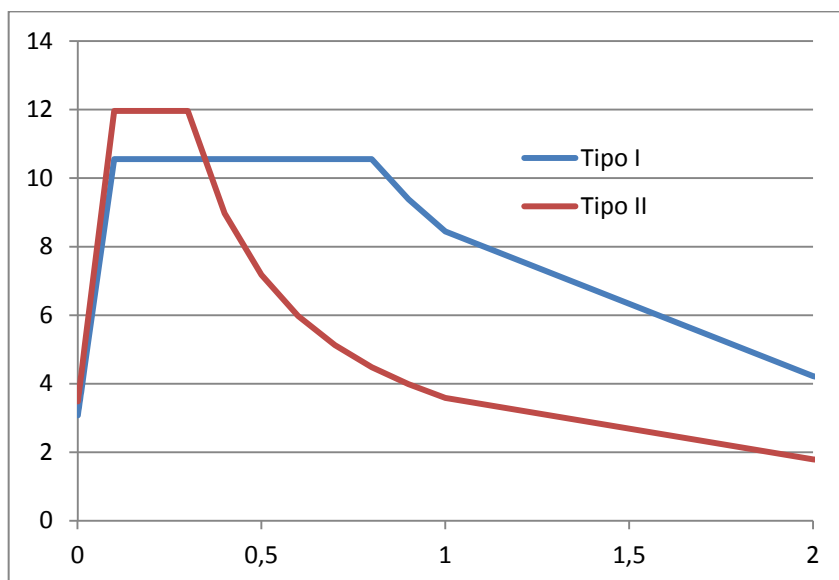
T_C - é o período limite superior do ramo de aceleração constante

T_D - é o período limite superior do ramo de deslocamento constante

Tabela 14 - Valores definidores do espectro de resposta

Tipo de terreno	Sismo Tipo 1				Sismo Tipo 2			
	Smax	TB(s)	TC(s)	TD(s)	Smax	TB(s)	TC(s)	TD(s)
A	1	0,1	0,6	2	1	0,1	0,25	2
B	1,35	0,1	0,6	2	1,35	0,1	0,25	2
C	1,6	0,1	0,6	2	1,6	0,1	0,25	2
D	2	0,1	0,8	2	2	0,1	0,3	2
E	1,8	0,1	0,6	2	1,8	0,1	0,25	2

Aplicando os valores dados para o terreno tipo D obtém-se para os dois tipos de sismo:

Fig. 29 - Espectro de resposta para $\xi = 0.05$

O tipo de terreno pode ser obtido daqui na figura 30, que foi adaptada do quadro 3.1 de EN 1998-1 (2009).

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

Fig. 30 - Classificação dos tipos de terreno adaptado do EC8

5.3. – ANÁLISE TEMPORAL

O recurso à análise temporal é interessante visto poder-se utilizar a história de vários sismos diferentes para conferir aceleração ao solo. Como os sismos actuam com frequência diferentes é possível que um determinado sismo tenha a capacidade de excitar a estrutura muito mais do que outros.

Para a utilização da informação de sismos passados e submeter a estrutura a essas solicitações é necessário normalizar a informação desses pelo valor do PGA do local de implantação. A constante de normalização da informação de cada sismo i é dada por:

$$k_{PGA,i} = \frac{PGA_{local}}{a_{máx,i}} \quad (5.11)$$

Basta agora multiplicar cada dado do sismo por $K_{PGA,i}$ e obtém-se dados utilizáveis na estrutura em estudo.

Os dados históricos dos sismos utilizados na análise temporal da estrutura foram retirados do sítio do Centro de Pesquisa de Engenharia Sísmica do Pacífico [8].

5.3.1. – ÇALDIRAN - TURQUIA, 1976

O sismo de Çaldiran ocorreu às 14:22 de 24 de Novembro de 1976, apresentando uma magnitude de 7,3 na escala de Richter e X na escala de intensidade de Mercalli. Em Çaldiran mais de 95% dos edifícios ficaram destruídos e 615 dos 3304 habitantes da cidade morreram. Nas aldeias à volta a destruição e a morte de parte da população também foram significativas.[4]

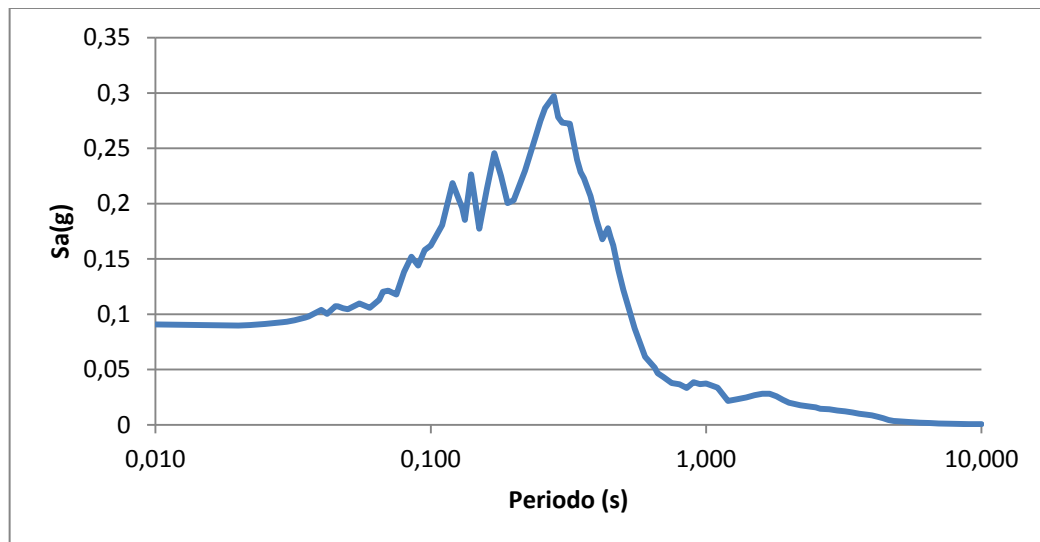


Fig. 31- Gráfico das acelerações espectrais

Os dados utilizados dizem respeito à estação Maku. Com acesso ao histórico de acelerações nas 2 direções principais e horizontais, procede-se à correção dos valores:

Tabela 15 - factores corretivos KPGA

	U1	U2
$a_{\text{máx}}$	0,06393	0,07722
$a_{\text{mín}}$	-0,06133	-0,09748
PGA_{Lisboa}	0,15816	0,15816
K_{PGA}	2,47413	1,62253

5.3.2. – KOBE, 1995

“The Great Hanshin earthquake” ou sismo Kobe, como é conhecido, ocorreu às 05:46 do dia 17 de Janeiro de 1995 no Japão. A sua magnitude foi de 6,9 e durou aproximadamente 20 segundos. O sismo causou 6434 mortes e muitos estragos, sendo considerado o maior sismo do séc. XX no Japão.

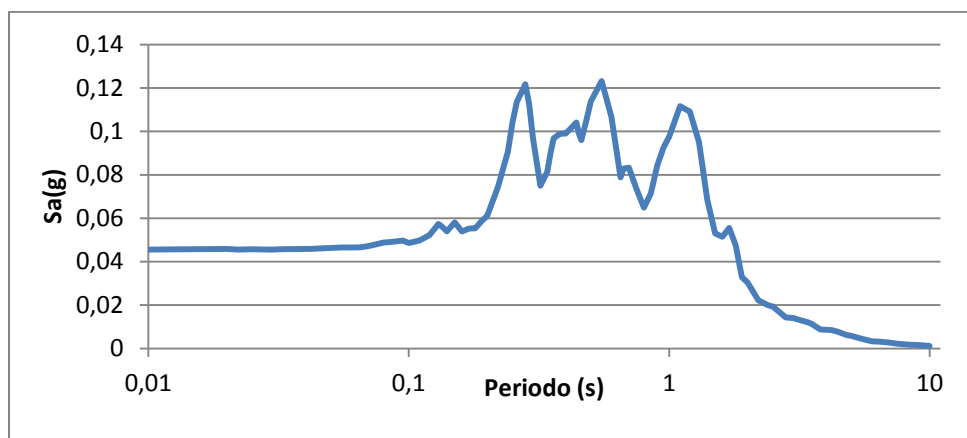


Fig. 32 - Gráfico das acelerações espectrais

Os dados de correção do histórico de acelerações usados para excitar a estrutura são os seguintes:

Tabela 16 - factores corretivos KPGA

	U1	U2
$a_{\max}$	0,0337	0,0422
$a_{\min}$	-0,0332	-0,0354
PGA_{Lisboa}	0,1582	0,1582
K_{PGA}	4,6953	3,7511

Os dados originais, que posteriormente foram corrigidos, foram retirados da estação FUK.

5.3.3. – CHI-CHI, 1999

O sismo 921 como é conhecido por se ter passado a 21 de Setembro. Começou às 1:47 da manhã e registou a magnitude de 6,8 na escala de Richter. Numa estação chegou a registar-se uma velocidade de pico no solo de 300cm/s. A liquefação do solo ocorreu em algumas zonas causando o assentamento de vários prédios. Morreram 2415 pessoas e cerca de 51711 prédios foram completamente destruídos e 53768 ficaram com danos graves. Os dados foram recolhidos da estação CHY023.

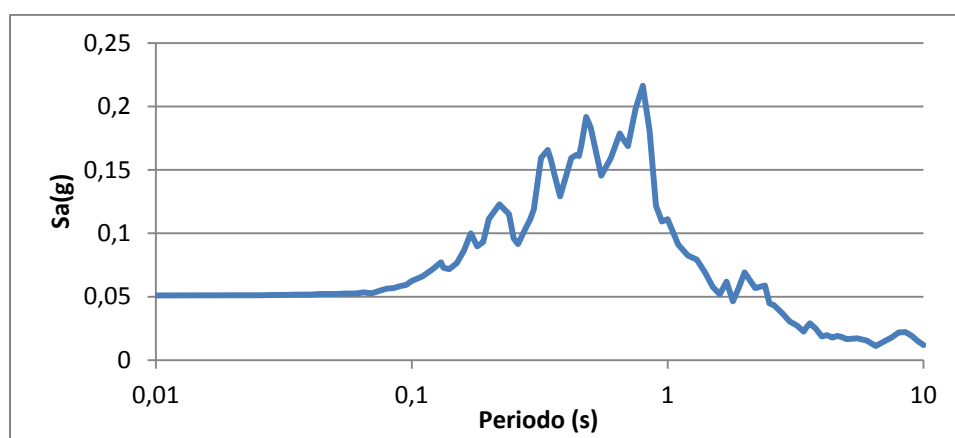


Fig. 33 - Gráfico das acelerações espectrais

Os dados de correção do histórico de acelerações usados para excitar a estrutura são os seguintes:

Tabela 17 - factores corretivos KPGA

	U1	U2
$a_{\max}$	0,0516	0,0449
$a_{\min}$	-0,0584	-0,0467
PGA_{Lisboa}	0,1582	0,1582
K_{PGA}	2,7077	3,3888

5.3.4. – LOMA PRIETA, 1989

O sismo de Loma Prieta ocorreu a 17 de Outubro de 1989 às 5:04 da tarde. O sismo durou cerca de 15 segundos com uma magnitude de 6.9 na escala de Richter. 67 pessoas morreram, 3757 ficaram feridas e mais de 12000 ficaram desalojadas. Os dados originais que foram corrigidos para serem usados no modelo foram retirados da estação Bear Vall.

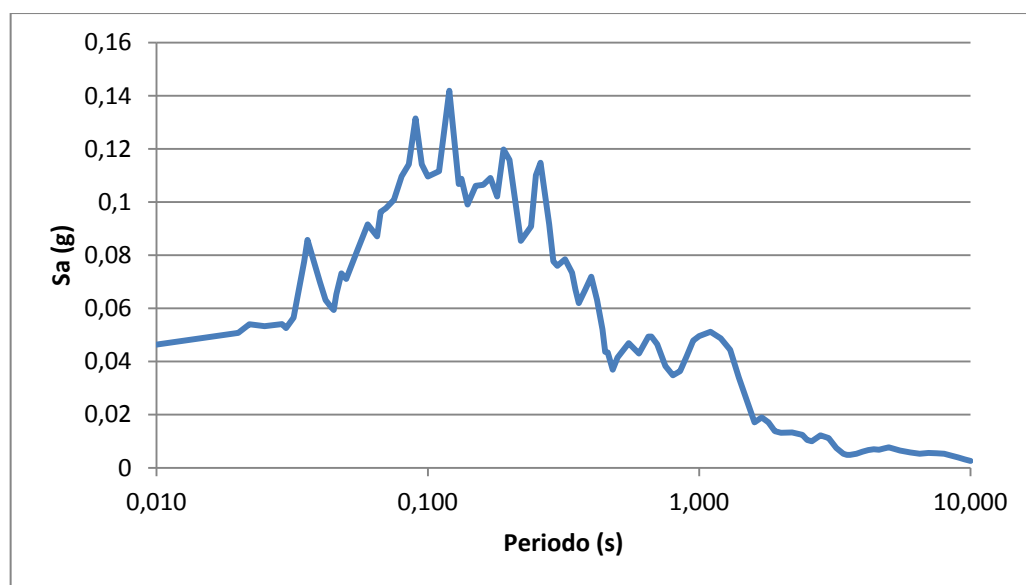


Fig. 34 - Gráfico das acelerações espectrais

Os dados de correção do histórico de acelerações usados para excitar a estrutura são dados na tabela 18.

Tabela 18 - factores corretivos KPGA

	1	2
$a_{\max}$	0,0461	0,0366
$a_{\min}$	-0,0429	-0,0414
PGA_{Lisboa}	0,1582	0,1582
K_{PGA}	3,4302	3,8184

5.4 – ANÁLISE DOS SISMOS E RESULTADOS

Como referido acima o interesse do uso de diversos sismos está relacionado com as suas bandas de frequências. Pode ver-se na fig. 35 que os sismos Loma Prieta e Calidran têm bandas de frequência mais elevados, períodos menores, enquanto os sismos Chi-Chi e Kobe frequências menores.

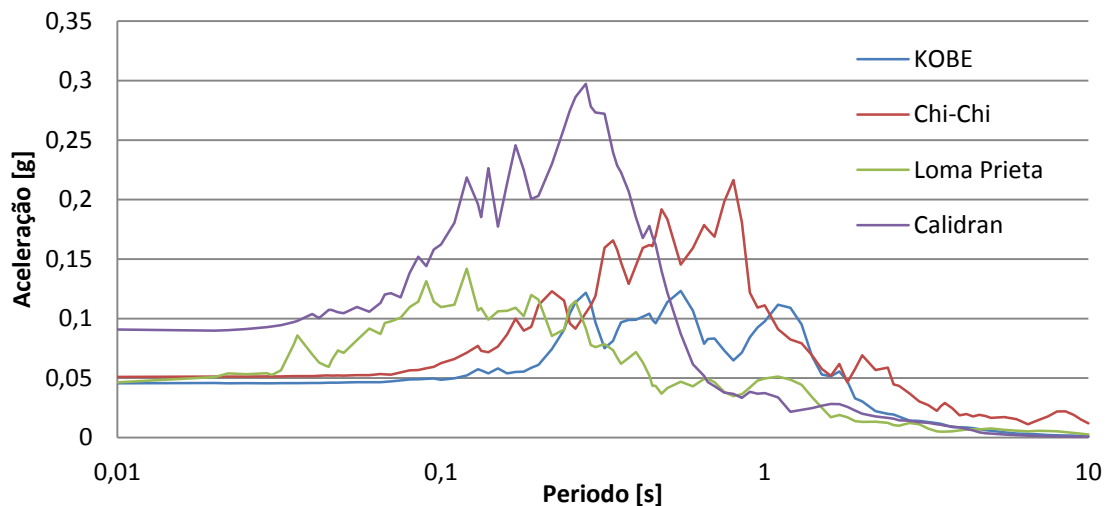
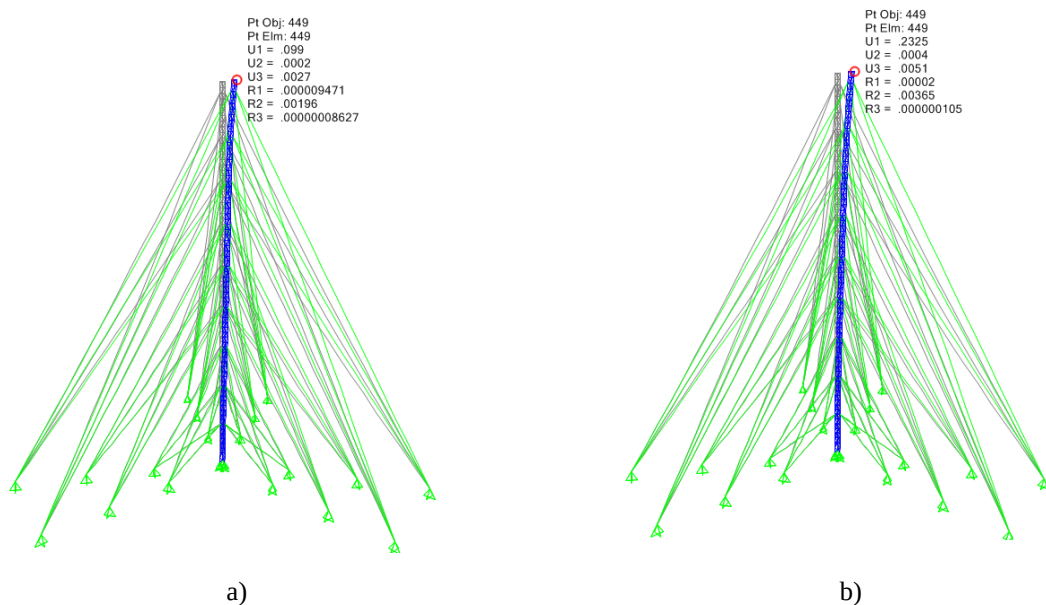


Fig. 35 - Comparação das bandas de frequências dos sismos

É interessante também observar que a banda de frequência dos sismos anda principalmente de 1Hz a 10 Hz.

5.4.1. – RESULTADOS DA ANÁLISE ESPECTRAL

Na figura 36 podemos observar o comportamento da torre seguindo o sugerido pelo RSA em a) e b) e no Eurocódigo 8 em c) e d). Pode ainda observar-se que para a estrutura o sismo mais gravoso foi o sismo do tipo 1 sugerido pelo Eurocódigo. Os esforços apresentados podem ser consultados no anexo C deste documento.



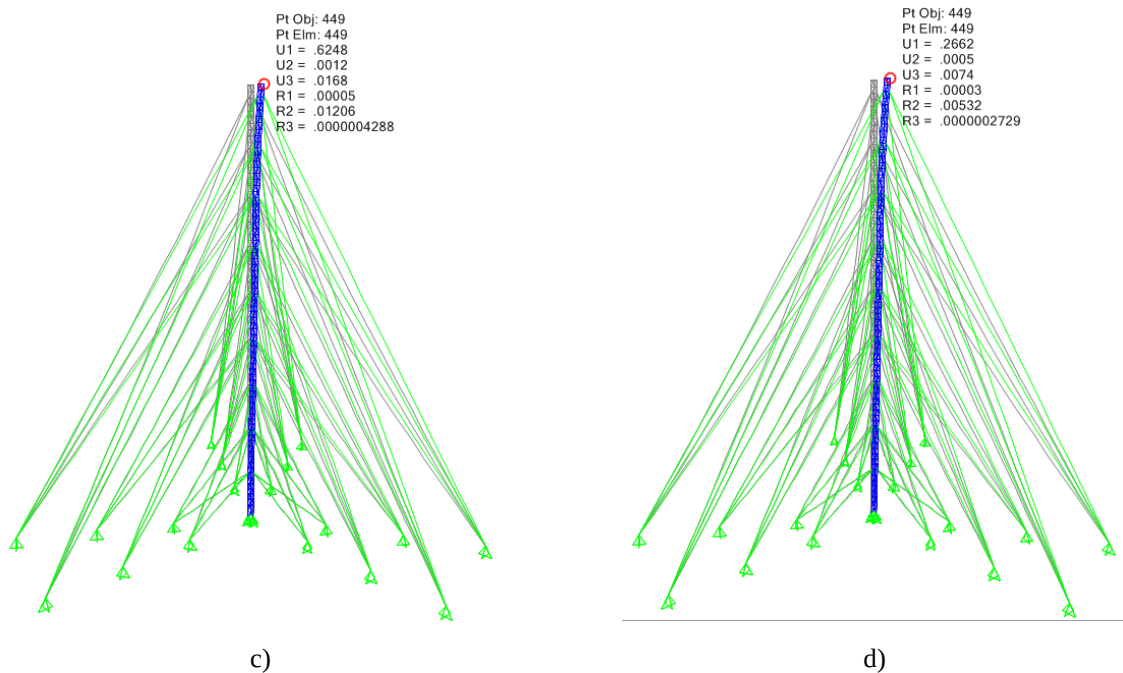
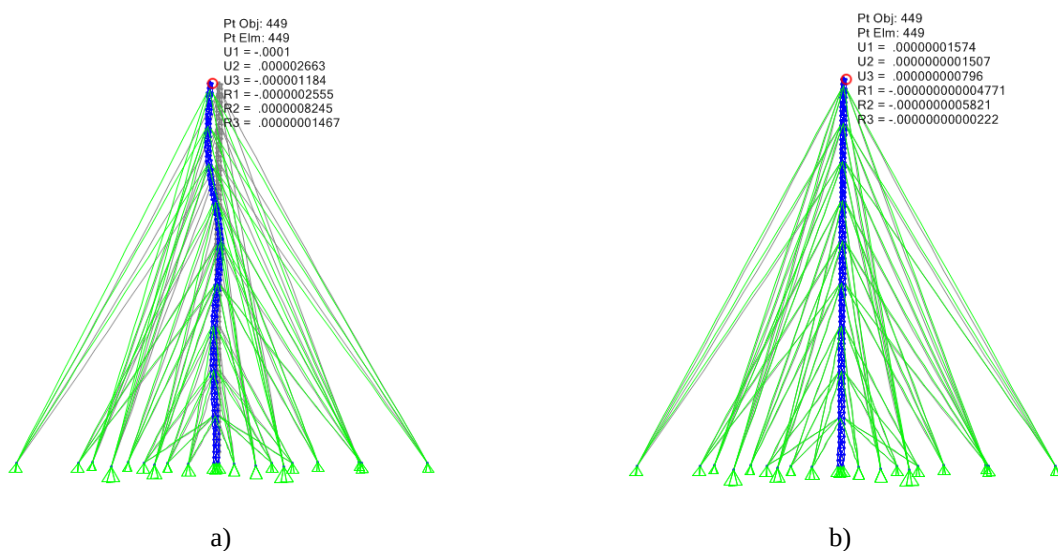


Fig. 36 - Deformadas da estrutura a diferentes solicitações: a) RSA - sismo tipo 1, b) RSA - sismo tipo 2, c) EC8 - sismo tipo 1 e d) EC8- sismo tipo 2

5.4.2. – RESULTADOS DA ANÁLISE TEMPORAL

É interessante observar na figura 37 que quando submetida à aceleração de Kobe e de Chi-Chi a estrutura exibe o primeiro modo de vibração, de torção e os valores de deslocamentos e rotações apresentados são muito pequenos.

As acelerações do sismo de Loma Prieta, levam a estrutura a vibrar no seu segundo modo de vibração. É curioso verificar que a banda de frequência desse sismo é mais elevada, bem como do sismo de Çaldıran, que exibe uma deformada de um modo superior. Os esforços apresentados nos elementos podem ser consultados no Anexo C.



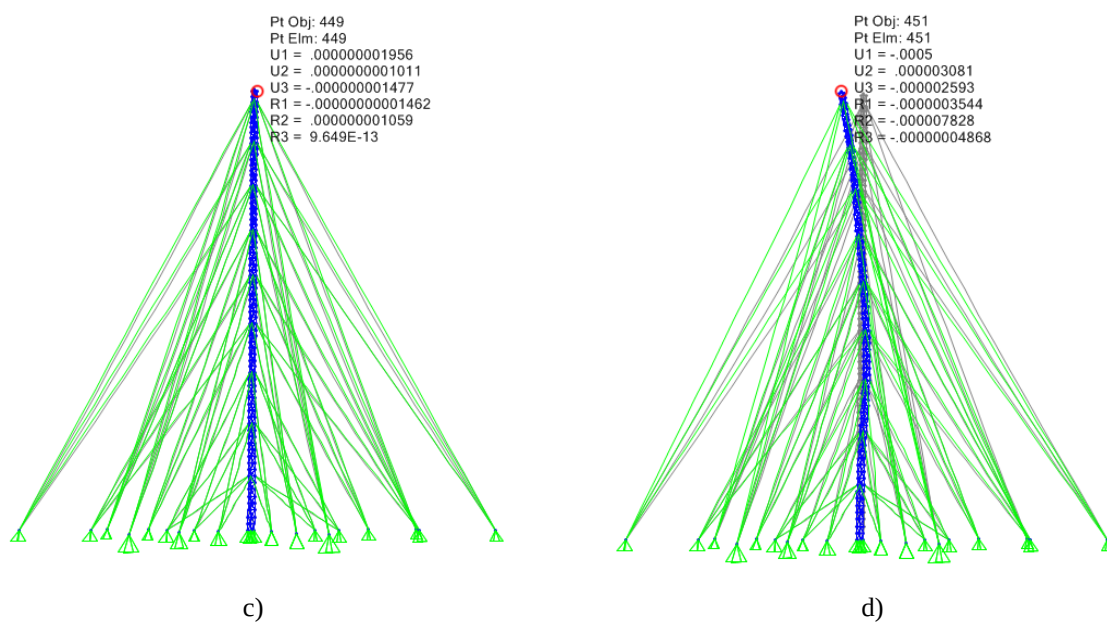


Fig. 37 - Deformadas causadas pelos sismos a) Caldiran, b) Kobe, c) Chi Chi e d) Loma Prieta

6. RESTANTES AÇÕES

6.1. - AÇÃO DO PESO PRÓPRIO

A ação do peso próprio é a única ação sempre presente. O seu estudo é particularmente interessante para se ter em conta a deformação que esta ação pode causar nos cabos e consequentes alterações de tensão. O peso próprio tem também um papel importante no estudo da encurvadura.

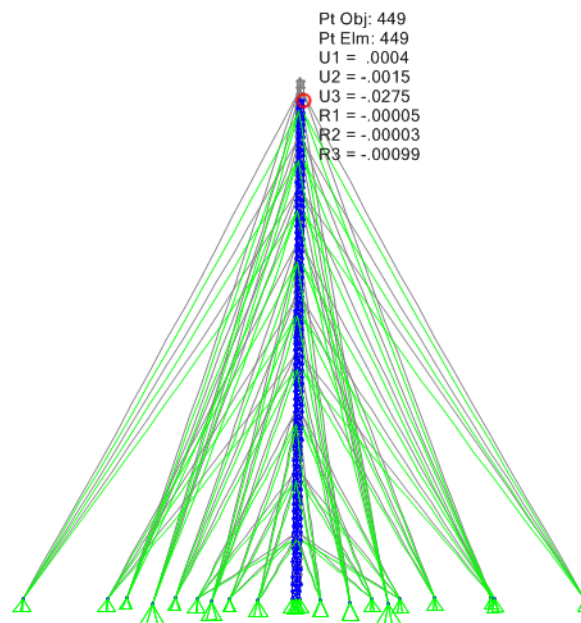


Fig. 38 - Deformada da estrutura submetida apenas ao Peso Próprio

A deformação do mastro retira esforço aos cabos pré-tensionados, num entanto verifica-se que essa alteração não é significativa, visto que os cabos estão na estrutura para lhe conferir rigidez lateral e quando a estrutura é solicitada lateralmente, os cabos desse lado acabam por ser novamente esforçados.

6.2. - AÇÃO DA TEMPERATURA

O mastro metálico não é totalmente isostático mas pode dizer-se que não se geram quase esforços devido a um aumento uniforme de temperatura numa torre espiada. Os valores dos esforços podem ser consultados no anexo C.

A exposição da estrutura ao sol pode causar uma diferença de temperatura entre os semi-perímetros expostos ao sol e os semi-perímetros que permaneceram à sombra. No entanto como os perfis têm diâmetros pequenos, não se verificam grandes deslocamentos no topo resultantes da exposição ao sol. No caso em que um dos montantes causa sombra a outro, aí sim, poderia observar-se deslocamentos no topo, na ordem do 0,05m, no entanto com a rotação da Terra esse cenário quase não se verifica.

Caso se verifique que as deformações são excessivas, pode atenuar-se o efeito da radiação solar recorrendo a uma pintura em tons claros de forma a aumentar a reflexão da radiação, evitando dentro do possível, a subida das temperaturas.

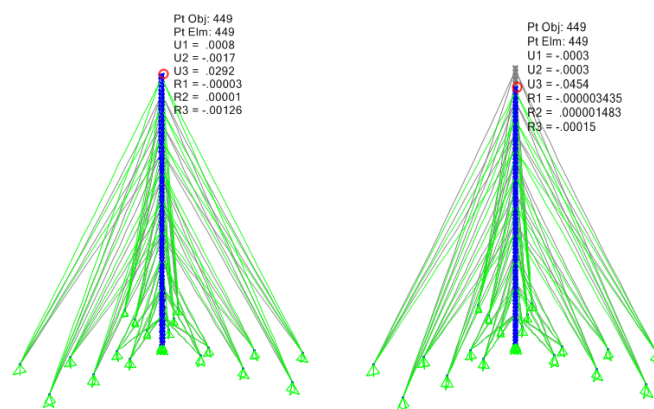


Fig. 39 - Torre submetida a um aumento uniforme de temperatura de +20°C à esq. E de -20 à dir.

6.3. - AÇÃO DA NEVE

A ação do gelo tem consequências principalmente no acréscimo da área de exposição ao vento da própria estrutura e dos elementos que esta estrutura suporta. Para além do acréscimo da área de exposição verifica-se um acréscimo do esforço axial que terá que ser contabilizado no cálculo também, no entanto, a alteração da área de exposição é mesmo o mais penalizador visto que:

$$d = 0.08m \text{ e } t_{ice} = 0.02m$$

A área de exposição inicial era dada por:

$$3 \times d = 0.24 \text{ m}^2/m$$

A área de exposição quando há presença de neve assume-se simplificada:

$$3 \times (d + 2t) = 0.36 \text{ m}^2/m$$

Podemos ver que a área de exposição é 1,5 vezes maior neste caso. Como a força do vento é multiplicada pela área de exposição, a força do vento neste caso é 1,5 vezes maior.

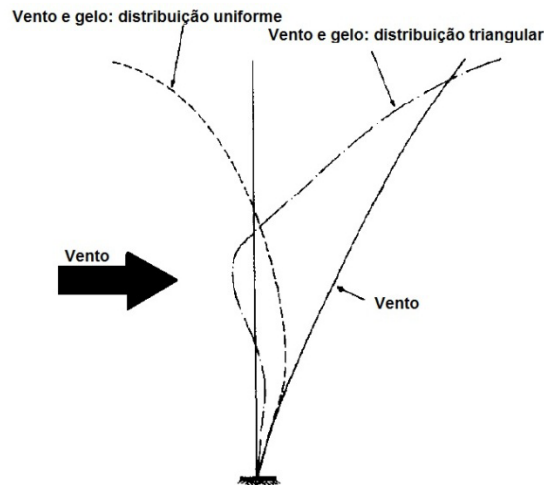


Fig. 40 - Influência da distribuição do gelo na deformada da estrutura - Adaptado de GANTES et al (1992)

Muito há para se estudar sobre a ação da neve em estruturas como esta, visto que se desconhece a distribuição espacial da neve. Assumi-la uniforme, como se fez por simplificação nas contas acima, é um erro, assumir uma variação linear é mais próximo da realidade, mas não descreve com exactidão o que se passa. No entanto não existem dados estatísticos sobre essa distribuição, visto variar em altura, mas também estar dependente da direção do vento, que possam ser usados nos cálculos. Logo sugere-se a utilização de um coeficiente de forma triangular, a começar em zero na base da torre e atingindo o seu máximo no módulo superior.

Em GANTES et al (1992) é estudado o colapso de uma torre espiada e chegaram à conclusão que a torre estava bem dimensionada estaticamente, que aguentava bem ao vento, mas que colapsou na presença de gelo e um vento apenas moderado. Colapsou porque o gelo aumentou a carga axial dos elementos do mastro e aumentou a área de exposição ao vento, o que fez aumentar a força do vento. Um dos elementos junto à base, que já tinha elevados valores de carga axial e momento fletor causado pelo vento, sofreu de encurvadura local e colapsou, levando ao colapso de toda a estrutura.

Segundo o EC1 a probabilidade de ocorrência da ação máxima do vento em simultâneo com a presença do gelo é reduzida, pelo que é aconselhável a aplicação de coeficientes de redução para combinar estas duas ações. Por outro lado, por se desconhecer a distribuição espacial do gelo é aconselhável a aplicação de factores de segurança que vão tornar a ação mais penalizadora segundo GANTES et al(1992).

O gelo com o seu peso também faz aumentar a deformação dos cabos e era interessante estudar-se o efeito do gelo nos cabos e a influência dessa deformação na rigidez lateral da estrutura. No entanto, como esta torre está a ser estudada para ser implementada em Lisboa, não se aprofunda o estudo desta ação.

7.

MODELO DE DIMENSIONAMENTO

O Método dos Elementos Finitos (MEF) já é utilizado pela grande generalidade dos projectistas de estruturas. Antigamente muitos dos utilizadores do MEF programavam o que precisavam enquanto que, hoje em dia, a grande maioria dos projectistas apenas utiliza um software que tenha à disposição e analisa os resultados obtidos.

Os modelos criados em elementos finitos não trazem qualquer tipo de inovação científica no que respeita às leis que regem os comportamentos que pretendemos estudar. As equações diferenciais que regem o comportamento da maioria desses sistemas que estão programados e as que se pretendem simular estão compreendidas pela comunidade científica. O que os elementos finitos trouxeram de novo, juntamente com a evolução da capacidade de processamento dos computadores, foi uma forma simples e expedita de aplicar conceitos mecânicos, electromagnéticos, térmicos entre outros a partir de discretizações complexas que são uma representação aceitável do mundo real.

Os programas de elementos finitos desenvolveram-se apresentando interfaces intuitivas na modelação geométrica da estrutura. No entanto esses programas ocultam muitas vezes os detalhes dos modelos matemáticos associados ao problema, e apresentam só os resultados, que podem ou não ser credíveis. Para se conservar a segurança da estrutura é necessário ter um olhar crítico e atento, tanto aos resultados que se obtêm, como à própria modelação em si. A tentação para aceitar os resultados provenientes do programa é grande, o que representa um potencial perigo.

Erros na introdução de dados, a não correspondência entre a estrutura real e o modelo criado podem ser problemáticos e já levaram no passado a inúmeros acidentes em estruturas novas bem como a um elevado número de reparações necessárias em tantas outras.

Resumindo é essencial que o utilizador dos programas de elementos finitos entenda os conceitos dos elementos finitos, os conceitos de modelação e que tenha uma opinião crítica sobre os resultados apresentados, visto ser fácil cometer erros na modelação que levem a resultados errados.

7.1 – MASTRO

A análise mais tradicional do mastro propõe a modelação de uma treliça simples. Como as ligações não são rígidas, a estrutura apresenta-se mais flexível do que na realidade é. Para resolver parcialmente esse problema, recorre-se ao uso de barras fictícias. Estas evitam a ocorrência de graus de liberdade indesejados que levem à ocorrência de mecanismos. O uso dessas barras, de muito pequena rigidez axial, possibilita assim recorrer-se aos elementos finitos para o estudo da estrutura. Muitos construtores ainda dependem de testes à escala real para verificar se os resultados obtidos são os esperados utilizando o modelo de treliça simples para o dimensionamento.

Em OLIVEIRA et al. (2006) é proposto um método de análise menos conservativo e que combina elementos de barras 3D na estrutura principal, com elementos treliçados para as barras horizontais e diagonais. Torna-se assim dispensável a utilização de barras fictícias que se encontra na abordagem mais tradicional. São ainda comparados esses dois sistemas com a utilização exclusiva de elementos de barra rígidos e analisados os deslocamentos, os momentos instalados, as frequências naturais e as cargas de colapso para cada um dos casos.

A apresentação do método elementos de barra 3D conjugados com elementos treliçados para os elementos horizontais e diagonais, dá-se visto os elementos treliçados apresentarem baixos valores de rigidez à flexão pelo que não transmitirão grandes momentos; e visto os autores acreditarem que esta modelação apresenta resultados mais realísticos.

O conhecimento da frequência natural da estrutura é fundamental para o dimensionamento da estrutura, para evitar fenómenos de ressonância ou fadiga. Verifica-se em OLIVEIRA et al. (2006) que a escolha do tipo de modelação a utilizar afecta os valores das frequências naturais da estrutura de 50 m e que as estruturas de 70 e 90 m não foram muito afectadas pela escolha, sendo que a estrutura simplesmente treliçada é a que apresenta um valor mais baixo de frequência o que faz sentido visto ser aquela que apresenta menor rigidez.

A torre espiada dimensionada neste estudo tem 185m de altura, tem uma geometria típica de estruturas treliçadas de secção triangular. Em cada nível tem 6 cabos em tensão que conferem rigidez lateral à estrutura e dão um suporte extra visto que em KAHLA (2000) foi modelada a rotura de um cabo e com excepção da ação do vento, esta era um dos carregamentos mais críticos para a estrutura. A configuração em planta dos cabos está feita de modo a conferir alguma rigidez de torção ao sistema.

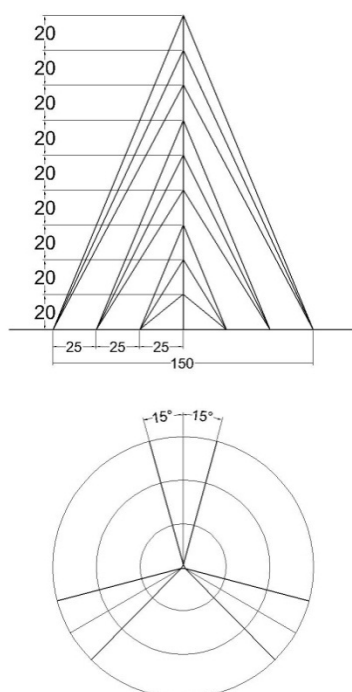


Fig. 41 – Configuração da torre em dimensionamento de 180m

7.2 - CABOS

Os cabos vão ser modelados pelo elemento cabo existente no SAP2000 V15. O programa trata o cabo como uma catenária elástica para representar o comportamento de um cabo submetido ao seu peso próprio. O seu comportamento é não linear e tem em conta os efeitos P-Δ e efeitos de grandes deslocamentos e deformações caso seja essa a nossa escolha. Quando se desenha um elemento de cabo tem-se uma calculadora disponível para ajudar a determinar o comprimento indeformado que é extremamente crítico para determinar o comportamento do cabo. Este comprimento já tinha sido calculado no pré-dimensionamento, pode conferir-se se os valores batem certo.

Um cabo sem tensão não é estável e não tem uma posição única, pelo que todos os cabos devem ser carregados. Cada elemento de cabo pode ser carregado por gravidade, por forças distribuídas, por cargas de deformação e variação de temperatura. Pode ainda aplicar-se cargas concentradas, mas é preciso dividir o cabo no ponto de carga.

Existe a opção de se escolher a tensão que queremos que esteja no cabo e o programa calcula automaticamente a deformação a impor ao cabo, a força horizontal e vertical que deriva da tensão desse cabo. A deformação Δl a impor ao cabo é de:

$$\Delta l = \frac{lF}{EA} \quad (7.1)$$

Como ilustrado no [capítulo 3](#) é possível calcular-se os valores de tensão iniciais nos cabos através de um processo iterativo, que não tem em consideração os efeitos dinâmicos e a não-linearidade do cabo. A norma canadiana estipula que os valores da tensão inicial devem encontrar-se entre os 8% e os 15% de tensão nominal do cabo.

Quando o cabo não está tensionado apresenta uma grande deformação, quando está bastante tensionado apresenta uma deformação bastante pequena. Quando o esforço transversal actua no cabo, a tensão e a deformação interagem de forma não linear com o esforço transversal.

A temperatura e as cargas podem mudar o comprimento do cabo. O efeito dessas mudanças é semelhante a mudar o comprimento indeformado do cabo, com a excepção que não se verificam alterações no peso.

Outra forma de modelar o cabo, e especialmente interessante quando se quer ter em conta a não linearidade do material e ter maior controlo sobre todas as propriedades, é usar vários elementos de barras para o definir. Deve-se no mínimo ter cerca de 10 elementos por cabo. Para ter a capacidade de observar o comportamento do cabo é necessário fazer uma análise geométrica não linear e ter em conta P-Δ com limites à capacidade de compressão dos elementos, à partida essa configuração é suficiente.

O efeito da deformação inicial do cabo e das tensões iniciais instaladas em cabos inclinados, bem como a escolha das tensões a utilizar em cada nível de cabos foi estudado em EL-SAAD (2006). Foi desenvolvida uma técnica iterativa que tem como objetivo obter a menor resposta estática possível. A não linearidade geométrica é tida em conta. Tanto na análise estática como dinâmica, é utilizado o método da energia, baseado na minimização da energia potencial total dos elementos estruturais.

Para ter em conta a deformação inicial dos cabos sobre um carregamento uniforme temos que:

$$H \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + w_x = 0 \quad (7.2)$$

Integrando duas vezes para ($z=0$ em $x=0$ e $z=Z$ em $x=L$) temos:

$$Hz = \frac{1}{2} w(Lx - x^2) + H \frac{Z}{L} x \quad (7.3)$$

É admitido que a posição de maior deformação do cabo é a meio vão ($x=L/2$) e que a máxima deformação é d .

$$z = \frac{4d}{L^2}(Lx - x^2) + x \frac{Z}{L} \quad (7.4)$$

Percebe-se então que na configuração do elemento de cabo, este é parabólico se o carregamento for uniforme em relação à projeção horizontal do cabo e não do comprimento do próprio cabo. Esse comprimento pode ser calculado e desenvolvido por meio do teorema binomial:

$$l = \int_0^L \sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2} dx \Leftrightarrow \quad (7.5)$$

$$l = L \left\{ 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{d}{L}\right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{d}{L}\right)^4 + \frac{1}{2} \left(\frac{Z}{L}\right)^2 - \frac{1}{8} \left(\frac{Z}{L}\right)^4 - \frac{4}{3} \left(\frac{d}{L}\right)^2 \left(\frac{Z}{L}\right)^2 \right\}$$

$$\text{Considerando que: } f = d/L \quad (7.6)$$

Temos que as tensões nas terminações do cabo são:

$$T_A = H \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{L} + 4f\right)^2} \quad (7.7)$$

$$T_B = H \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{L} - 4f\right)^2} \quad (7.8)$$

Neste método o cabo é dividido em muitos segmentos onde a carga uniforme, a área e o módulo de elasticidade não variam.

Recomenda-se uma leitura mais atenta de EL SAAD(2006) para quem quiser desenvolver um programa que faça as iterações propostas de modo a obter as tensões iniciais ótimas que ajudam a diminuir as deformações e os momentos fletores das torres. Um modelo alternativo a ser programado para o estudo dinâmico dos cabos é dado em DESAI, PUNDE (2000), que demonstrou valores muito próximos dos valores analíticos disponíveis e é muito expedito. Uma observação interessante deste estudo e que pode também ser encontrado em IRVINE(1992) é a constatação de que a frequência natural dos primeiros 3 modos do mastros são insensíveis ao número de ciclos de vibração por cabo.

Pode também verificar-se em EL-SAAD(2006) e em BERTERO (1959) que não se pode desprezar a deformação inicial, nem a pressão exercida pelo vento no próprio cabo, podendo chegar a valores diferentes na ordem dos 10 a 15%.

Em MENIN (2002) aproximou-se a tensão inicial dos 10% da tensão última e o dimensionamento foi feito a partir daí. Pode verificar-se com os resultados obtidos por El-Saad que quanto maior a tensão empregue nos cabos, menor os deslocamentos. No entanto, o programa de El Saad permite tensões iniciais até 40% da tensão última, o que foge dos parâmetros de controlo adoptados neste trabalho, a partir da norma CSA 37-01. Além de que esse aumento também penaliza o esforço axial aplicado no mastro, pelo que neste trabalho foi utilizada uma tensão inicial próxima dos 10% da tensão última.

BERTERO (1959) discute a amplificação das tensões e os deslocamentos nas torres espiadas. Apresenta nesse artigo equações simplificadas que contribuem para um método muito simples de resolver a amplificação das tensões e os deslocamentos de uma torre, pelo desenho de um gráfico apresentado na figura 42. Os cálculos estão apresentados em medidas imperiais. O gráfico foi desenhado para dois carregamentos de vento e para cada um deles podemos relacionar a variação da tensão a meio vão, com o deslocamento apresentado.

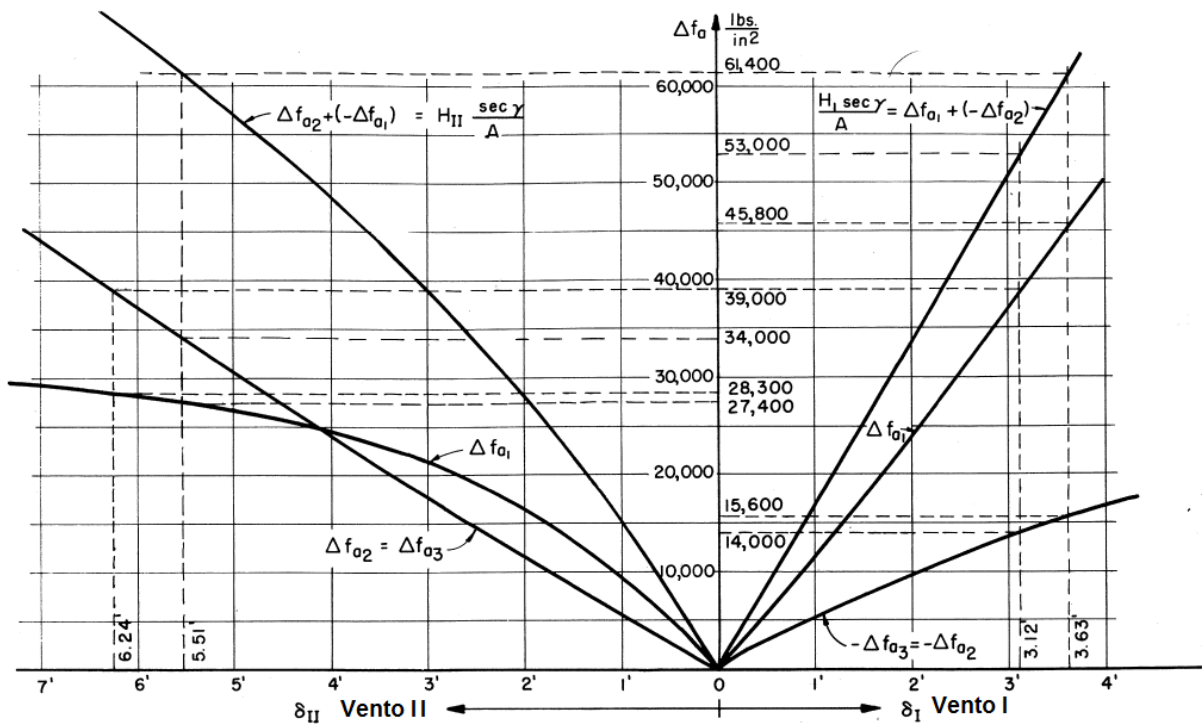


Fig. 42 - Figura adaptada de BERTERO (1959)

$$\Delta D = \frac{D}{E} \sec^2 \gamma \cdot \Delta f_a + \frac{\rho^2 D^3 \sec^2 \gamma}{24 f_a^2} \left(1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{\Delta f_a}{f_a} \right)^2} \right) \quad (7.11)$$

Onde como se pode ver na figura 42:

- ΔD Deslocamento horizontal da parte superior do cabo
- D Projeção horizontal do cabo inicial (indeformado)
- E Módulo de elasticidade do cabo
- γ Inclinação do cabo
- f_a Tensão do cabo “a meio vão”
- Δf_a Variação da tensão do cabo a “meio vão”

Para se calcular de uma forma expedita e sem recorrer a um modelo MEF, aconselha-se a leitura de BERTERO (1959) para se desenhar um gráfico equivalente ao da figura 42 para a estrutura em estudo.

Neste trabalho, recorre-se à modelação no SAP2000 de cada elemento. Para modelar os cabos é suficiente cada um deles ser constituído por 5 elementos curvos ou 10 elementos rectos. A discretização do cabo em 12 partes rectas com as cargas do peso próprio aplicado nos nós é suficientemente rigorosa.

A deformação do cabo é definida em GANTES et al (1992) por:

$$d_i = a \left(\frac{P}{H} \right) \frac{i(J-i)}{2J^2} \quad (7.12)$$

Onde P é o peso total do cabo, H é a componente horizontal da tensão inicial, a é a projeção horizontal do cabo e J é o número de elementos. Esta fórmula assume uma discretização de igual projeção horizontal, H . Algumas iterações são necessárias para chegar a uma solução aceitável para H e para T , visto que a inclinação na base muda em função da deformação do cabo.

A configuração inicial da modelação em elementos finitos consiste na fase de serviço a usar a deformada do cabo e aplicar nos nós a tensão inicial e o peso próprio. O sistema é auto-equilibrado a menos dos erros de discretização.

KAUL (1999) fez a análise das torres espiadas sujeitas ao vento tendo em conta a não linearidade dos cabos. No entanto para saber mais sobre a interação não linear dos cabos e do mastro devido ao carregamento do vento recomenda-se a leitura de KEWAISY (2001).

7.3 – ANÁLISE E COMBINAÇÕES

No programa de elementos finitos usado SAP2000 o conceito de carregamento é isolado do conceito de análise e de combinações. Torna-se assim fácil criar vários tipos de análises lineares e não lineares para compor cenários analíticos mais complexos. Este sistema é vantajoso para quem pretende calcular estruturas com componentes não lineares, sujeitas a efeitos de 2ª ordem, grandes deslocamentos e rotações. Onde a soma dos resultados de cada caso analisado individualmente não é suficiente.

O carregamento vertical tido em conta é o peso próprio da estrutura, dos cabos e escadas. Os carregamentos horizontais principais são o vento e os sismos que foram calculados conforme descritos nos capítulos 4 e 5.

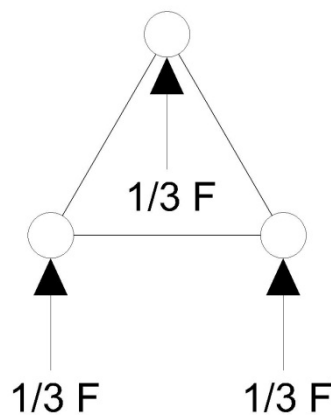


Fig. 43 - Distribuição pelos elementos da força aplicada

Numa análise de grandes deslocamentos, todas as cargas especificadas vão rodar com os elementos. Todas as cargas em que se especifica que o sistema de coordenadas é fixo, não vão mudar durante a análise. Numa análise linear ou onde se considere apenas $P-\Delta$ a não linearidade geométrica, a direção da carga não se altera.

7.3.1.-ANÁLISE ESTATICA

A análise estática de uma estrutura passa pela resolução de um sistema de equações linear dado por:

$$K \cdot u = r \quad (7.13)$$

Onde K representa a matriz de rigidez elástica da estrutura, r é o vector das cargas aplicadas e u é o vector resultante dos deslocamentos.

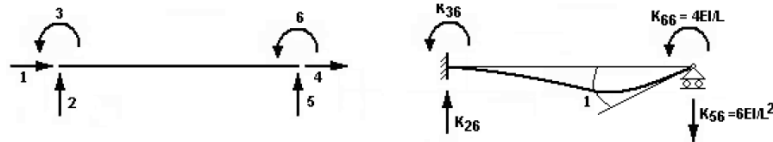


Fig. 44 - Convenção de sinais – imagem adaptada de DELGADO(2004)

Em DELGADO (2004) está explanado como se obtém a matriz de rigidez elástica K_e , bem como a matriz de rigidez geométrica K^G . Seguindo a convenção da figura 44, a matriz de rigidez elástica K é dada por:

$$K = \frac{EI}{l} \begin{bmatrix} \frac{A}{I} & 0 & 0 & -\frac{A}{I} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12}{l^2} & \frac{6}{l} & 0 & -\frac{12}{l^2} & \frac{6}{l} \\ 0 & \frac{6}{l} & 4 & 0 & -\frac{6}{l} & 2 \\ -\frac{A}{I} & 0 & 0 & \frac{A}{I} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12}{l^2} & -\frac{6}{l} & 0 & \frac{12}{l^2} & -\frac{6}{l} \\ 0 & \frac{6}{l} & 2 & 0 & -\frac{6}{l} & 4 \end{bmatrix}$$

E a matriz de rigidez geométrica é dada por:

$$K^G = P \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6}{5l} & \frac{l}{10} & 0 & -\frac{6}{5l} & \frac{l}{10} \\ 0 & \frac{l}{10} & \frac{1}{15} & 0 & -\frac{l}{10} & -\frac{1}{30} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{6}{5l} & -\frac{l}{10} & 0 & \frac{6}{5l} & -\frac{l}{10} \\ 0 & \frac{l}{10} & -\frac{1}{30} & 0 & -\frac{l}{10} & \frac{1}{15} \end{bmatrix}$$

A determinação dos efeitos das ações em estruturas é feita começando por considerar a sua geometria inicial, ou seja a sua forma antes dessas ações serem aplicadas. Os deslocamentos provocados por essas ações alteram, no entanto, essa geometria, pelo que nova análise com esta nova forma deve ser realizada o que, por sua vez, introduz uma nova alteração na geometria. Deste modo, está-se perante um problema não linear, em que não se pode estabelecer uma proporcionalidade directa entre forças e deslocamentos. Para cada caso de carga estático, pode definir-se que o SAP2000 use K inicial, estrutura indeformada, ou K no final de uma análise. Esta segunda opção é interessante para incluir os

efeitos P- Δ , para incluir pré-tensão em cabos ou principalmente para análise de faseamentos construtivos.

No cálculo de uma estrutura porticada em que se pretende incluir a não linearidade pode ser feito de modo análogo à expressão 7.13 onde $k^t d = F \rightarrow (K - K^G)d = F$. A dificuldade reside na matriz geométrica depender dos esforços de compressão, que só se conhecem depois de calculada a estrutura. Ou seja a solução será dada no final deste processo iterativo, em que em duas iterações consecutivas já não se verificam diferenças significativas nas forças obtidas.

7.3.1.1- O efeito P- Δ

As equações de equilíbrio têm em conta parcialmente a configuração da deformada da estrutura.

Forças de tração têm tendência a resistir à rotação dos elementos ao longo do seu eixo, tornando a estrutura mais rígida, enquanto a compressão tem tendência a destabilizar a estrutura ajudando à rotação do elemento.

O efeito P- Δ refere-se especificamente ao efeito não linear de uma grande compressão sobre deformação (rotação) derivada de esforço transversal e momento fletor. É usado para analisar estruturas como pontes suspensas e torres espiadas.

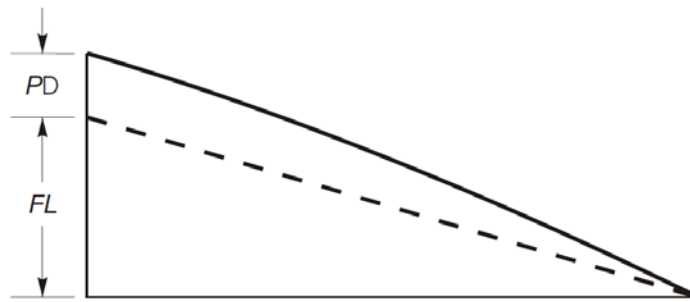


Fig. 45 - Momento Fletor na viga sujeita a um esforço de compressão P

O efeito P- Δ pode ser ilustrado na fig. 45, onde está uma consola sujeita a uma carga axial P e ao esforço transversal F. Se se analisar o equilíbrio na sua configuração inicial, o momento na sua base é igual a:

$$M = FL \quad (7.14)$$

E diminui até zero na sua extremidade. Se se analisar o equilíbrio na configuração deformada, há agora um momento fletor adicional causado pelo esforço axial P, que está desviado Δ da base fixa da consola. O momento já não varia linearmente ao longo do elemento, a variação depende da deformada. O momento na sua base é agora:

$$M = FL - P\Delta \quad (7.15)$$

Se a compressão for muito elevada é possível que a rigidez ao esforço transversal pode chegar a zero e a deformação tender para infinito, chama-se a isto encurvadura local ou enfunamento, ver o capítulo 8. O valor de P teórico a que isso ocorre é dado por:

$$P_{cr} = -\frac{\pi^2 EI}{4L^2} \quad (7.16)$$

Para estruturas porticadas pode encontrar-se um factor multiplicativo dos esforços de compressão, λ , que conduza a uma instabilidade do pórtico $(K - \lambda K^G)d = 0$ onde a solução diferente dos deslocamentos nulos passa por: $\det(K - \lambda K^G) = 0$. O cálculo do determinante tem N soluções para λ , onde N é o número de graus de liberdade, e N deformadas associadas.

Os cabos das torres espiadas estão sobre tensão introduzidos por métodos mecânicos para diminuir o comprimento dos cabos. A combinação de cargas com efeitos P- Δ deve ser considerada bem como a força gravítica e a força do vento. Podem ser necessárias várias iterações para se perceber qual o encurtamento a impor ao cabo de modo a obter a tensão desejada.

7.3.1.2 – Grandes deslocamentos

A análise de grandes deslocamentos considera as equações de equilíbrio para a deformada da estrutura. Só os grandes deslocamentos e rotações são tidos em conta. Se houver grande alteração na forma ou tamanho da estrutura, isso não é tido em conta. O modelo de catenária não necessita de análise de grandes deslocamentos, a análise P- Δ é suficiente a menos que se espere grandes rotações da estrutura que suporta o cabo.

7.3.2 – ANÁLISE MODAL

A análise modal é o estudo das propriedades dinâmicas da estrutura sob excitação por vibrações, ou seja, a determinação dos modos de vibração da estrutura. A esta determinação está subjacente a minimização do Funcional, diferença entre a energia cinética de um sistema e a sua energia potencial.

Com esta análise e em função de características da estrutura como a sua geometria, massa, rigidez e aproximação do domínio, consegue-se determinar quais as formas com que a natureza consegue equilibrar uma estrutura para vários tipos de frequência, dependendo o mínimo de energia possível.

A análise modal pode ser feita através dos tradicionais modos de vibração livre chamado vector próprio ou através de vectores Ritz, onde é tido em conta a distribuição espacial do carregamento dinâmico.

O vector próprio, *eigenvector*, determina os modos de vibração e as frequências do sistema, que são uma excelente ferramenta de dimensionamento, visto darem uma visão do comportamento dinâmico da estrutura. O vector Ritz procura modos de vibração que são excitados por um carregamento particular, e recomenda-se o seu uso para a análise pelo espectro de resposta ou para a análise temporal.

7.3.2.1 – Análise com Vector Próprio - Eigenvector

A análise com Eigenvector determina os modos de vibração livres e não amortecidos bem como as frequências naturais do sistema. Os modos naturais de vibração dão uma óptima visão do comportamento dinâmico da estrutura.

Para determinar a solução generalizada do problema temos que:

$$[K - \Omega^2 M]\Phi = 0 \quad (7.17)$$

Onde K é a matriz de rigidez, M é a matriz de massa, Ω^2 é a matriz diagonal dos valores próprios, modos de vibração.

$$T = \frac{1}{f} \quad e \quad f = \frac{w}{2\pi} \quad (7.18)$$

É possível dizer qual o número de modos que queremos que o programa encontre, bem como limitar a procura a um intervalo de frequências mais restrito.

$$|f - f_{central}| < r_{corte} \quad (7.19)$$

Onde f é a frequência, $f_{central}$ o ponto central da nossa procura e r_{corte} o raio utilizado a partir de $f_{central}$ para limitar a procura.

7.3.2.2 – Análise com Vector Ritz

Os modos obtidos em vibração livre não são a melhor base de partida para a análise da estrutura sujeita a um carregamento dinâmico. Foi demonstrado em WILSON (1982) que análises dinâmicas baseadas nuns vectores dependentes do carregamento, vectores Ritz, levavam a resultados mais precisos. O algoritmo pode ser encontrado em WILSON(1985).

A razão pelo qual o vector Ritz apresenta resultados mais precisos é porque ele tem em consideração a distribuição espacial do carregamento dinâmico, informação que os modos naturais de vibração não têm em conta.

Além disso os vectores Ritz recorrem ainda às técnicas numéricas da condensação estática para reduzir o número de graus de liberdade e correção estática para trincar frequências muito elevadas. Para ler mais sobre a condensação estática pode consultar-se BARROS (2005b).

Bem como no caso dos vectores próprios é possível dizer ao programa quantos modos de vibração quer que procure. Sendo que neste caso os modos de vibração não são uma característica da estrutura.

7.3.2.3 – Análise dos resultados

Várias propriedades dos modos de vibração tornam-se disponíveis para análise.

Os factores de participação modal nas direções principais X,Y e Z são dadas por:

$$\begin{aligned} f_{xn} &= \varphi_n^T m_x \\ f_{yn} &= \varphi_n^T m_y \\ f_{zn} &= \varphi_n^T m_z \end{aligned} \quad (7.20)$$

Onde φ_n é a deformada para cada modo e m_x , m_y , e m_z são os carregamentos unitários de aceleração. Estes factores são o carregamento generalizado a actuar no modo em causa dado cada carregamento de aceleração. As deformadas de cada modo são normalizadas tendo em conta a distribuição de massa e é dado por:

$$\varphi_n^T M \varphi_n = 1 \quad (7.21)$$

A magnitude e o sinal dos factores de participação não são importantes. Importante são os três valores relativos que dizem respeito a cada modo.

Os rácios de participação de massa, dado para cada modo, acaba por nos dar uma medida da importância do modo em cada uma das três direções globais. É importante para determinar a precisão da análise com um espectro de resposta ou através de uma análise temporal da história de um sismo.

O rácio de participação de massa para o modo n é dado por:

$$\begin{aligned}
 r_{xn} &= \frac{f_{xn}^2}{M_x} \\
 r_{yn} &= \frac{f_{yn}^2}{M_y} \\
 r_{zn} &= \frac{f_{zn}^2}{M_z}
 \end{aligned}
 \tag{7.22}$$

Onde f_{xn} , f_{yn} e f_{zn} são os factores de participação definidos em 7.20 . e M_x , M_y e M_z são as massas totais a actuar nas direcções X, Y e Z. Os rácios de participação são dados em percentagem. A soma dos rácios de participação de cada modo é importante para se perceber quantos modos são necessários ter em conta na análise para alcançar um determinado nível de precisão de resultados, no que toca a acelerações do solo. Se todos os modos de vibração fossem tidos em conta o natural era obter-se 100% na soma dos rácios. Por vezes isso não acontece porque alguns apoios com condições de simetria impedem parte da massa de responder às acelerações de translação.

O rácio de participação do carregamento traduz quão bem determinado modo de vibração consegue representar a resposta a um dado carregamento estático ou dinâmico.

Na tabela 19 estão representados os modos de vibração da torre espiada.

7.3.3. – ANÁLISE RESPOSTA ESPECTRAL

A equação de equilíbrio associada à resposta de uma estrutura à movimentação do solo é dada por:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = m_x\ddot{u}_{gx}(t) + m_y\ddot{u}_{gy}(t) + m_z\ddot{u}_{gz}(t) \tag{7.23}$$

Onde M é a matriz diagonal de massa, C é a matriz de amortecimento e K é a matriz de rigidez. $\ddot{u}$, $\dot{u}$ e u são a aceleração, velocidade e deslocamento relativos ao solo m_x , m_y e m_z são carregamentos de aceleração e $\ddot{u}_x$, $\ddot{u}_y$ e $\ddot{u}_z$ são as componentes da aceleração do solo.

Os espectros de resposta procuram a máxima resposta a estas equações, mais do que a história temporal do passado. A aceleração do solo em cada direcção é-nos dado como uma curva espectral de pseudo-acelerações.

Podem ser considerados mais do que um espectro de análise, sendo para isso necessário apenas definir cada um dos espectros que se deseja utilizar e criar um caso de carga para cada um deles.

Neste trabalho foram utilizados 4 espectros de resposta, 2 sugeridos pelo RSA e outros dois pelo EC8. Os resultados da aplicação desses casos de carga podem ser observados no capítulo 5 e no anexo C deste documento.

7.3.4. – ANÁLISE TEMPORAL

A análise temporal é usada para determinar a resposta dinâmica da estrutura para uma carga arbitrária. A equação de equilíbrio a ser resolvida é dada por:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = r(t) \tag{7.24}$$

Onde K era a matriz de rigidez, C a matriz de amortecimento, M a matriz diagonal de massa, u é o vector de deslocamento e as suas respectivas derivadas, velocidade e aceleração da estrutura e r é o vector do carregamento imposto à estrutura.

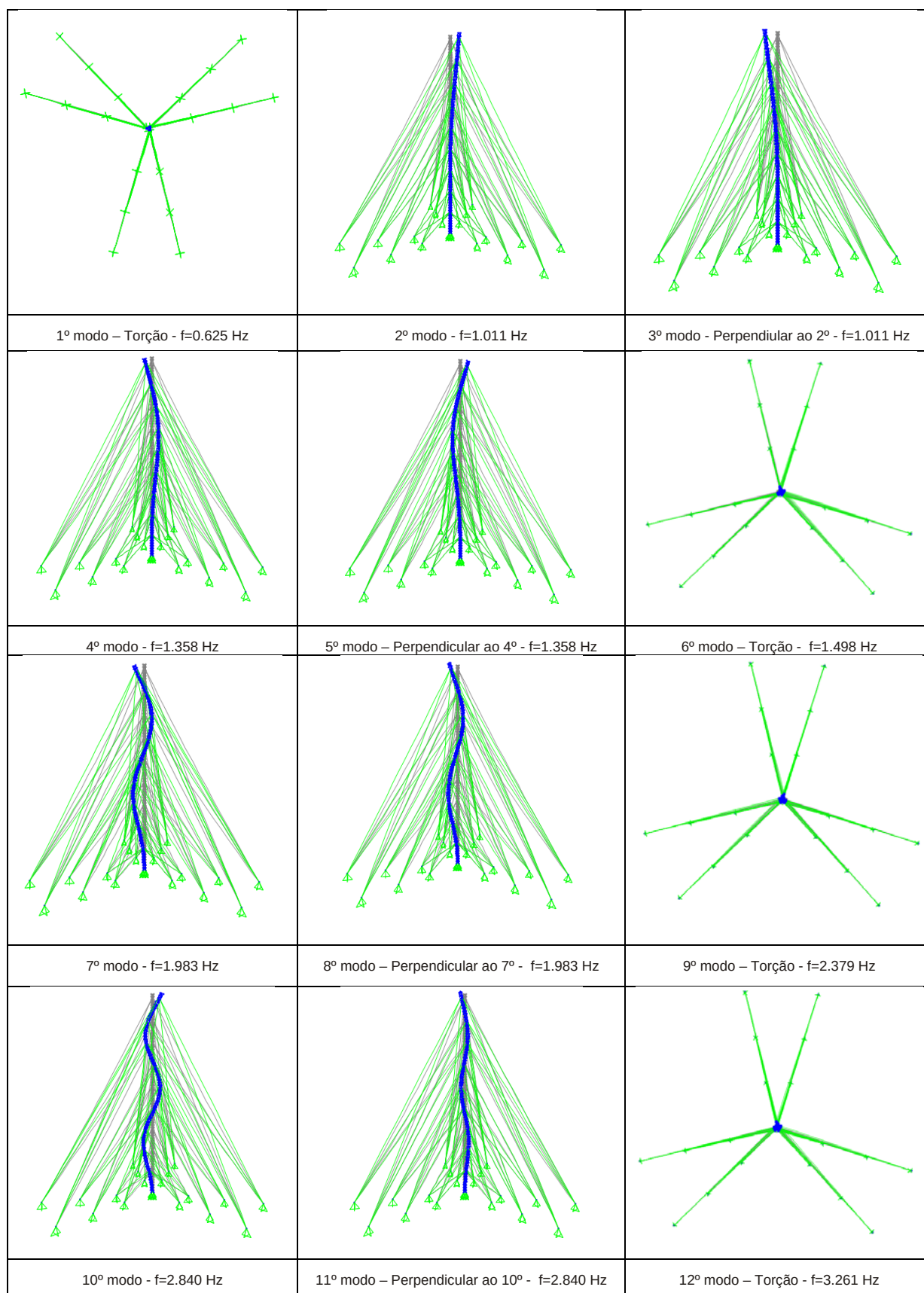


Tabela 19 - Modos de vibração da estrutura em estudo

7.3.5 -COMBINAÇÕES DE ESFORÇOS

As combinações usadas para a verificação dos esforços na estrutura foram os seguintes:

$$\begin{cases} Q1: S = (1.35 \text{ ou } 1) \times G + 1.5 \times Q_1 + 0.9 \times Q_2 \\ Q2: S = (1.35 \text{ ou } 1) \times G + 0.9 \times Q_1 + 1.5 \times Q_2 \\ CA: S = G + F_{\text{acidental}} + 0.4 \times (Q_1 + Q_2) \end{cases} \quad (7.25)$$

Onde Q1 é ação variável base sobrecarga vento, Q2 é a ação de variável base variação de temperatura e CA é a combinação accidental.

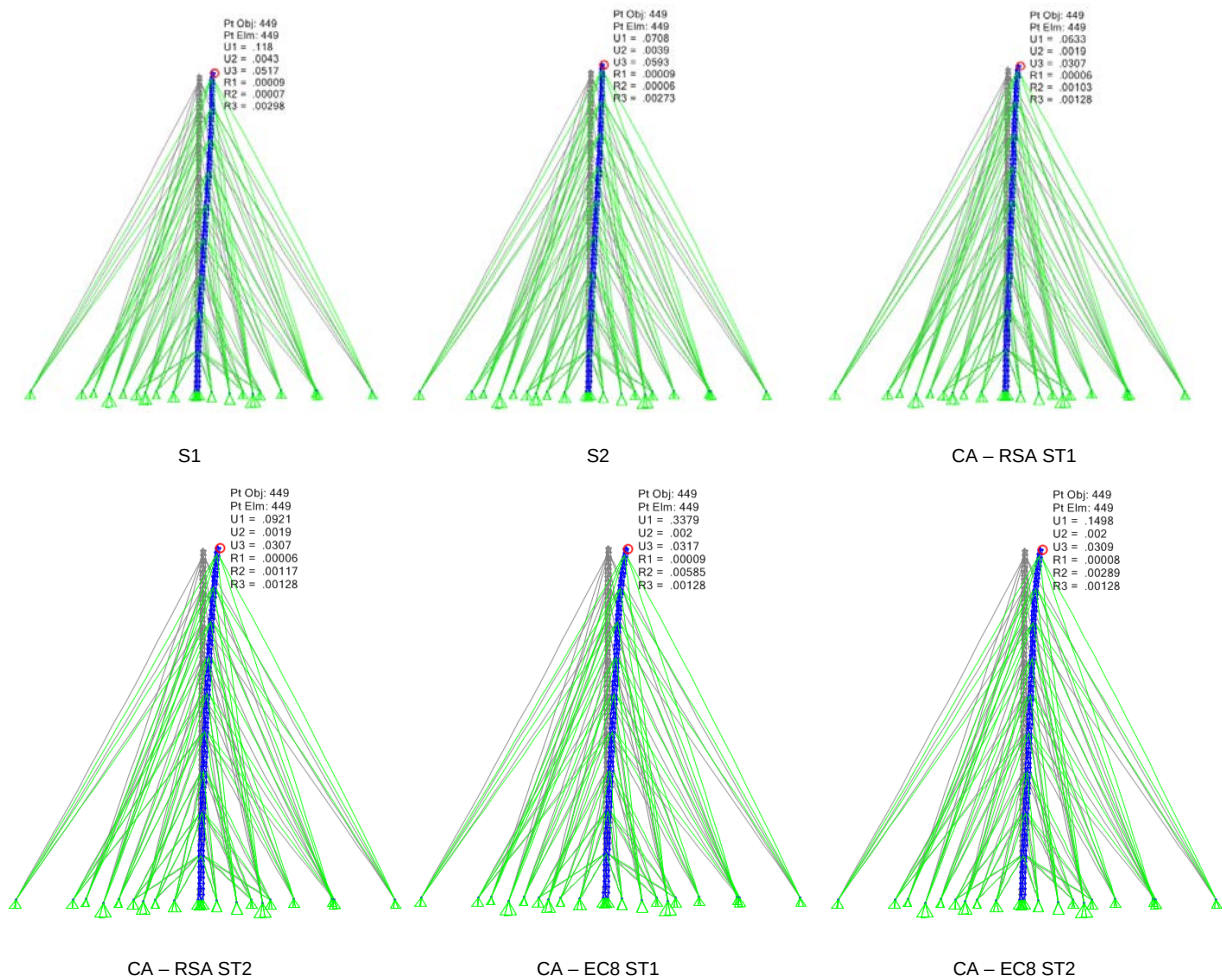
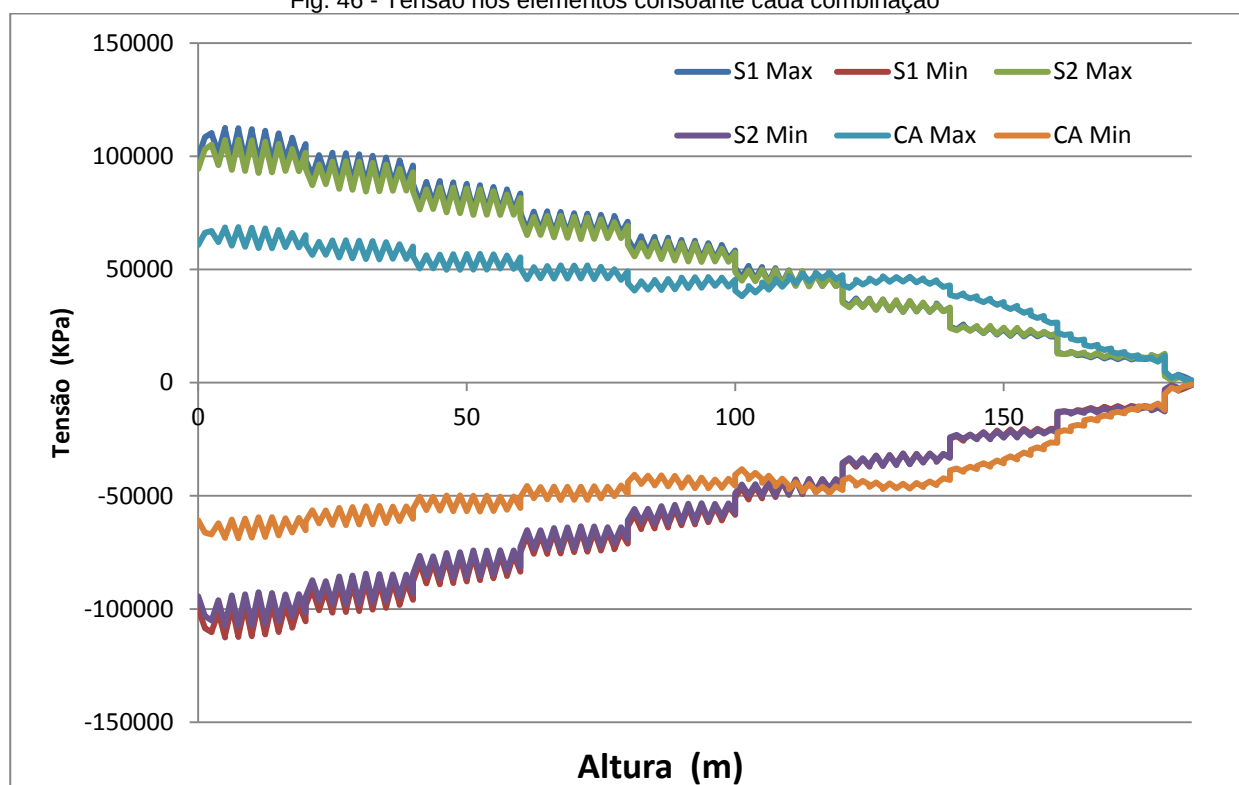


Tabela 20 - Resultado das combinações

Pode-se constatar desta análise combinatória que o caso de carga mais gravoso é o caso de carga accidental utilizando o espectro dado pelo Eurocódigo 8 para o sismo tipo 1, seguido do sismo tipo 2. O caso de carga S1 aparece então em 3º lugar. No entanto se se fosse analisar o vento isoladamente e cada um dos sismos, o vento seria sem dúvida o carregamento mais exigente para a estrutura.

Fig. 46 - Tensão nos elementos consoante cada combinação



8.

VERIFICAÇÕES E.L.U. E
ENCURVADURA LOCAL

8.1.- CLASSE DO AÇO

Apresenta-se na tabela abaixo os valores característicos segundo a norma EN-10025-2:

Tabela 21 - Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão de rotura f_u dos aços macios correntes

Classe de aço	Espessura nominal t (mm)			
	$t < 40\text{mm}$		$40\text{mm} < t < 80\text{mm}$	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470
S450	440	550	410	550

Para o dimensionamento plástico é essencial que os aços tenham boa ductilidade. Segundo EN1993-1-1 a ductilidade é assegurada verificando os seguintes requisitos:

- $\varepsilon_u \geq \varepsilon_y$ sendo que ε_y é a extensão de cedência e ε_u é a extensão correspondente à tensão de rotura;
- $f_u/f_y \geq 1.10$ sendo f_u e f_y os valores apresentados na tabela 19 e
- A extensão após rotura de um provete com um comprimento inicial de $5,65\sqrt{A_0}$, sendo A_0 a área da secção transversal, não pode ser inferior a 15%

As propriedades dos aços macios utilizados para dimensionamento:

Módulo de elasticidade $E=210\,000\text{ N/mm}^2$ ou MPa

Módulo de distorção $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81\,000\text{ N/mm}^2$ ou MPa

Coeficiente de Poisson $\nu=0.3$

Coeficiente de dilatação térmica linear $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ C$ (até 100°)

Massa Volúmica $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Por observação da tabela 19 pode constatar-se que para secções de geometria igual mas de qualidade de aço diferente temos que o S275 vê a sua resistência acrescida em 17% em relação ao S235. Já o S355 vê a sua resistência acrescida de 51%.

A escolha da classe do aço não é linear. É preciso ter em conta diversos factores. A disponibilidade do material no mercado, o prazo de aprovisionamento, o custo do aço e a sua economia (escolha de secções mais esbeltas), limitações logísticas (máximos diâmetros), fenómenos de encurvadura, ovalização e deflexão em serviço.

O aprovisionamento do aço S355 e do S450 não é muito fácil, requerendo uma reserva com muita antecedência de forma a garantir um preço não especulativo, ANTUNES (2008). Logo, torna-se mais fácil trabalhar com classes de aço mais baixas. Neste estudo a classe do aço escolhida para a realização do dimensionamento foi S235.

8.2. – SECÇÕES – CLASSIFICAÇÃO

A classificação das secções transversais é importante visto dela depender a análise global da estrutura e o cálculo orgânico da mesma. A classificação das secções transversais traduz a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma secção são influenciadas por fenómenos de encurvadura local. Enquanto que numa secção compacta as zonas comprimidas podem plastificar completamente, numa secção esbelta isso pode não acontecer devido aos fenómenos de encurvadura local.

Segundo o EC3 temos:

- Classe 1 – São aquelas em que se pode formar uma rótula plástica com a capacidade de rotação necessária para a análise plástica;
- Classe 2 – são aquelas em que é possível absorver o momento plástico, mas que possuem uma capacidade de rotação limitada, análise elástica;
- Classe 3 – são aquelas em que é possível a tensão calculada na fibra de compressão extrema do elemento de aço atingir a tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que se instale o momento plástico;
- Classe 4 – são aquelas em que é necessário ter em conta explicitamente o efeito da encurvadura local para determinar a sua resistência à compressão ou à flexão.

Tabela 22 - Tipo de cálculo a adoptar consoante a classe da secção

Classe da secção	Análise Global		Cálculo Orgânico	
	Elástico	Plástico	Elástico	Plástico
1	•	•	•	•
2	•	—	•	•
3	•	—	•	—
4	•	—	•[a]	—

[a] – com secção transversal reduzida

Quando se adopta a análise global plástica, as barras que constituem a estrutura devem permitir a formação de uma rótula plástica com capacidade de rotação suficiente para que se dê redistribuição de momentos fletores.

Fig. 47 - Rótula Plástica - Classe 1

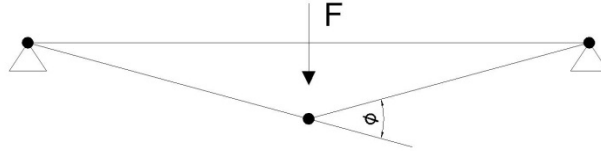


Tabela 23 - N_{rd} e M_{rd} consoante as classes da secção

Classe da Secção	Esforço Axial de Compressão	Flexão Simples
1	$N_{rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$	$M_{rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$
2	$N_{rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$	$M_{rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$
3	$N_{rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$	$M_{rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$
4	$N_{rd} = \chi \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}$	$M_{rd} = W_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}$

Enquanto o EC3 reduz a secção efectiva, o método proposto pela ASCE limita a tensão máxima admissível na secção. Este método era o único existente até ao ano 2000, quando foi introduzido o Eurocódigo, e é bastante mais simples. No entanto são apresentados na publicação do CTICM e na EN50341 ábacos para a redução de secção para aços S235 e S355 e só para flexão simples e compressão simples.

8.2.1.-CLASSIFICAÇÃO DE UMA SECÇÃO

A classificação de uma secção é feita com base na relação entre o comprimento e a espessura (c/t) dos elementos comprimidos, nos esforços atuantes e na classe do aço. Obriga a uma análise detalhada da secção, o que se torna difícil de gerir quando existe mudança de perfil com muita frequência. No caso desta estrutura, em que as secções são constantes, o trabalho é facilitado.

Os valores limites podem ser consultados no quadro 5.2 da cláusula 5.5 do EC3-1-1. Reproduz-se nas tabelas 24, 25 e 26 os valores limites importantes para este trabalho.

A classe de uma secção é dada pela maior classe dos elementos comprimidos que a constituem. A classificação de uma secção é feita com base no diagrama de tensões normais.

Tabela 24 - Relações máximas comprimento-espessura em secções tubulares

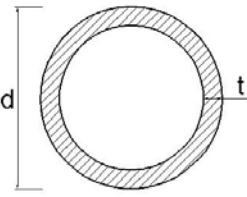
						
Classe	Secção em flexão e/ou compressão					
1	$d/t < 50\epsilon^2$					
2	$d/t < 70\epsilon^2$					
3	$d/t < 90\epsilon^2$					
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y Mpa	235	275	355	420	460
	ϵ	1	0,924	0,814	0,748	0,715
	ϵ^2	1	0,855	0,662	0,560	0,511

Tabela 25 - Relações máximas comprimento-espessura de banzos em consola

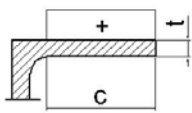
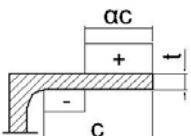
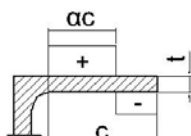
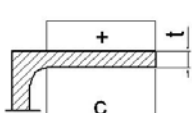
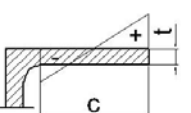
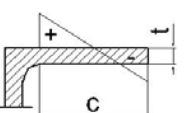
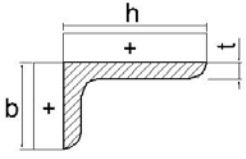
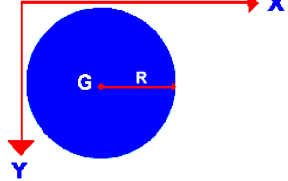
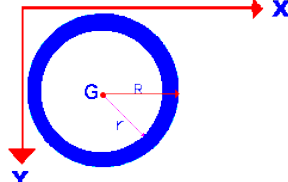
Banzos em Consola comprimidos - Cantoneiras			
Classe	Compressão	flexão e compressão	
		Extremidade comprimida	Extremidade tracionada
Distribuição das tensões			
1	$c/t < 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t < 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Distribuição das tensões			
3	$c/t < 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$	

Tabela 26 - Relações máximas comprimento-espessura em cantoneiras

Classe	Secção comprimida
Distribuição das tensões	
3	$h/t \leq 15\varepsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11.5\varepsilon$

A estrutura em estudo é formada maioritariamente por secções circulares, apresentando apenas cantoneiras na ligação dos módulos. As propriedades das secções circulares são dadas por:

	$A = \pi R^2$	$I_g = \frac{\pi r^4}{4}$
	$A = \pi(R^2 - r^2)$	$I_g = \frac{\pi(R^4 - r^4)}{4}$

As secções utilizadas neste estudo são de classe 1 os perfis circulares utilizados nos montantes, barras diagonais e algumas barras horizontais e de classe 3 as cantoneiras utilizadas para a montagem dos módulos.

8.2.2.- ESBELTEZA

As estruturas de suporte de antenas de telecomunicações são estruturas já por si muito altas e esbeltas.

Ao usar-se aços de maior resistência conduz a estruturas mais flexíveis, o que não é de todo desejável já que existe um limite de 4° de inclinação para o bom funcionamento da antena.

$$\begin{cases} W_1 = W_2 \\ I_1 = 2I_2 \end{cases} \quad (8.1)$$

$$\frac{I_1}{r_1^4} = \frac{I_2}{r_2^4} \Leftrightarrow \frac{2\pi(R_2^4 - r_2^4)}{4r_1^4} = \frac{\pi(R_2^4 - r_2^4)}{4r_2^4} \Leftrightarrow \frac{2}{4r_1^4} = \frac{1}{4r_2^4} \Leftrightarrow r_1 = 2r_2$$

$$\left\{ \frac{\pi(R_1^4 - r_1^4)}{4r_1} = \frac{\pi(R_2^4 - r_2^4)}{4r_2} \Leftrightarrow \frac{R_1^4 - r_1^4}{8r_2} = \frac{R_2^4 - r_2^4}{4r_2} \Leftrightarrow \frac{R_1^4 - r_1^4}{R_2^4 - r_2^4} = 2 \Leftrightarrow \right. \quad (8.2)$$

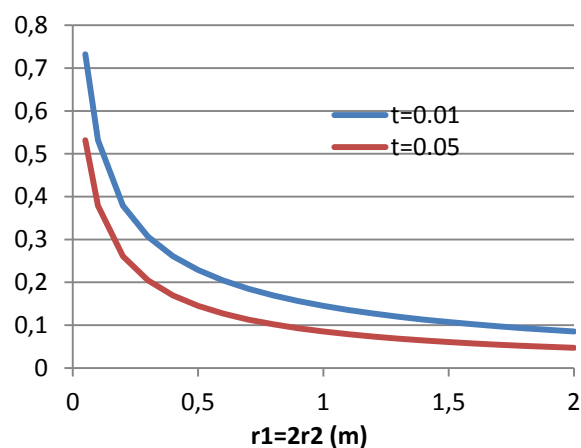
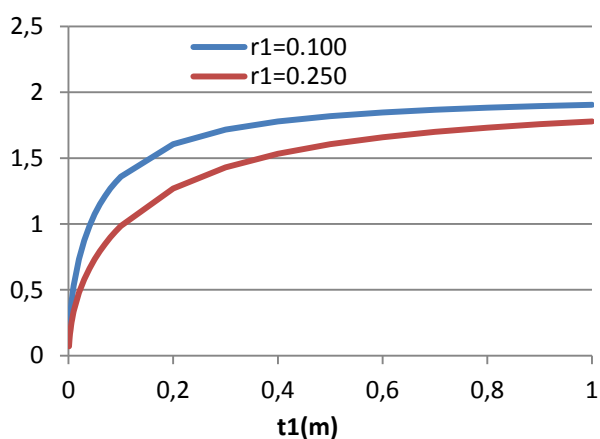
$$\left\{ \frac{R_1^4 - (2r_2)^4}{R_2^4 - r_2^4} = 2 \right.$$

Partindo dessa relação temos que:

t1	R1	r1	l1	t2	R2	r2	l2	t1/t2	l1/l2	P1/P2
0,001	0,101	0,1	3,19E-06	0,014	0,064	0,05	8,10E-06	0,073	0,394	0,145
0,002	0,102	0,1	6,47E-06	0,017	0,067	0,05	1,14E-05	0,114	0,569	0,229
0,003	0,103	0,1	9,86E-06	0,021	0,071	0,05	1,48E-05	0,145	0,668	0,289
0,004	0,104	0,1	1,33E-05	0,024	0,074	0,05	1,82E-05	0,169	0,731	0,338
0,005	0,105	0,1	1,69E-05	0,026	0,076	0,05	2,18E-05	0,189	0,775	0,379
0,006	0,106	0,1	2,06E-05	0,029	0,079	0,05	2,55E-05	0,208	0,808	0,415
0,007	0,107	0,1	2,44E-05	0,031	0,081	0,05	2,93E-05	0,224	0,833	0,448
0,008	0,108	0,1	2,83E-05	0,033	0,083	0,05	3,32E-05	0,239	0,852	0,478
0,009	0,109	0,1	3,23E-05	0,036	0,086	0,05	3,72E-05	0,253	0,868	0,506
0,010	0,110	0,1	3,65E-05	0,038	0,088	0,05	4,14E-05	0,266	0,881	0,532

Chegando a essa relação, foi-se verificar como se relaciona o peso da secção 1 com a secção 2. No primeiro gráfico manteve-se constante o raio interior e fez-se variar a espessura, no segundo gráfico manteve-se a espessura constante e fez-se variar o raio.

Fig. 48 - Relação dos pesos das secções



Pode constatar-se que para espessuras pequenas, abaixo de 50 mm qualquer que seja o raio, $P1/P2$ é menor que 1 e quanto maior o raio, menor o valor dessa relação.

8.3 - EC3

O Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de Aço está dividido nas seguintes partes:

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

A parte 1 apresenta as regras gerais de dimensionamento que vão ser utilizadas e a parte 3 regras aplicáveis a mastros. Este Eurocódigo é utilizado de forma consistente com as normas EN 1990: Bases de projeto e EN 1991: Ações em estruturas.

A estrutura é dimensionada de forma a desempenhar com eficácia as funções para as quais foi concebida, tendo em conta o período de vida útil estabelecido. Para isso é necessário fazer verificações ao estado limite último, verificações ao estado limite de utilização e verificação da utilização dos sistemas de proteção para garantir a durabilidade da estrutura.

8.3.1. – VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

O estado limite último está associado ao colapso de parte ou da totalidade da estrutura. Consideram-se estados limites de resistência, de estabilidade e de perda de equilíbrio. (secções 5 e 6 do EC3-1-1).

As regras de equilíbrio estático dependem fundamentalmente da resistência das secções transversais dos elementos e da resistência aos fenómenos de instabilidade e da resistência das suas ligações. (tema abordado no capítulo 9).

Os valores para os coeficientes parciais de segurança adoptados no anexo nacional do EC3-1-1 são os seguintes: $\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{M1} = 1.00$, $\gamma_{M2} = 1.25$.

A resistência das secções transversais depende da sua classe. A verificação feita à resistência elástica é válida para todas as classes, embora para a classe 4 seja feita tendo em conta apenas uma área efectiva. Para as classes 1 e 2 recomenda-se o uso das resistências plásticas visto conduzir a soluções mais económicas.

8.3.1.1 – Verificação ao esforço axial

Substituindo na fórmula N por $N_{m\acute{a}x}$ obtido para os diversos carregamentos, tiramos A_{min} que a secção tem que ter para verificar ao esforço axial.

$$A_{min} = \frac{N}{f_y} \quad (8.3)$$

8.3.1.2 – Verificação ao Momento Fletor

Substituindo na fórmula M por $M_{\text{máx}}$ obtido para os diversos carregamentos, tiramos o módulo de flexão plástico mínimo que a secção tem que ter para verificar ao momento fletor.

$$W_{pl,y-\min} = \frac{M}{f_y} \quad (8.4)$$

8.3.1.3 – Verificação interação Momento Fletor-Esforço Axial

$$\frac{M_y}{M_{pl,y}} + \left(\frac{N}{N_{pl}} \right)^2 = 1 \quad (8.5)$$

8.3.1.3 – Verificação interação Momento Fletor-Esforço Transverso

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} \quad (8.6)$$

8.3.1.3 – Verificação Flexão Desviada

$$\left[\frac{M_{y,ed}}{M_{pl,y,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,ed}}{M_{pl,z,rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (8.7)$$

Para valores de M_z superiores, a relação é idêntica trocando y com z .

8.3.1.4. - Verificação à encurvadura

A verificação à encurvadura é desenvolvida com mais detalhe no ponto 8.4.

8.3.2. – VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

O estado limite de utilização refere-se às condições necessárias, não por uma questão de segurança, mas por uma questão de usabilidade. Normalmente consideram-se os estados limites de deformação e de vibração. (secção 7 do EC3-1-1). Neste caso como a torre é feita para a colocação de antenas, é necessário garantir que as exigências de bom funcionamento das antenas é cumprido também.

8.3.3. – DURABILIDADE DA ESTRUTURA

Nas estruturas metálicas a durabilidade depende essencialmente dos efeitos da corrosão, do desgaste mecânico e da fadiga, sendo que a mais relevante é mesmo a corrosão. A corrosão é um processo químico de degradação do aço. Esta ocorre na presença de oxigénio, humidade e alguma poluição existente. Independentemente da proteção utilizada no aço (pintura orgânica, metalização, etc) é preciso ter atenção para na concepção se evitar a acumulação de água.

8.3.4. – RESISTÊNCIA AO FOGO

Outro factor que pode causar o colapso da estrutura é o fogo. A partir dos 400°C a tensão de cedência desce abruptamente sendo que quando a temperatura atinge os 600°C a tensão de cedência passa a cerca de 50% do valor que tem a 20°C. A proteção da estrutura ao fogo é efectuada através da

aplicação de materiais isolantes como pinturas intumescentes. A resistência pode ser verificada de acordo com EC3-1-2.

8.4. – ENCURVADURA

A encurvadura é um fenómeno de instabilidade que se caracteriza pela ocorrência de grandes deformações transversais em elementos comprimidos. Quanto maior a esbelteza, mais comum a ocorrência de encurvadura.

8.4.1 – CARGA CRÍTICA

8.4.1.1.- Elementos Isolados

Com base na teoria da estabilidade elástica deduz-se a carga crítica elástica (carga de Euler) para o qual o elemento passa a exibir deformações transversais. Para pequenos deslocamentos a condição de equilíbrio de momentos é traduzida por:

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} + Ny = 0 \quad (8.8)$$

A solução geral é da forma:

$$y = D_1 \sin(kx) + D_2 \cos(kx) \quad (8.9)$$

Particularizando para $k^2 = N/(EI)$ e para $y(x=0)=0$ temos que $D_2=0$, $y(x=L)=0$ temos que:

$$D_1 = 0 \cup KL = n\pi \quad (8.10)$$

$$KL = n\pi \Rightarrow K^2 = \frac{n^2 \pi^2}{L^2} = \frac{N}{EI} \Rightarrow N_{cr} = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2} \text{ (para } n = 1, 2, 3, \dots) \quad (8.11)$$

Pode concluir-se que num elemento em condições ideais a resistência à encurvadura depende da rigidez de flexão, do seu comprimento e das condições de apoio.

Para elementos isolados temos que:

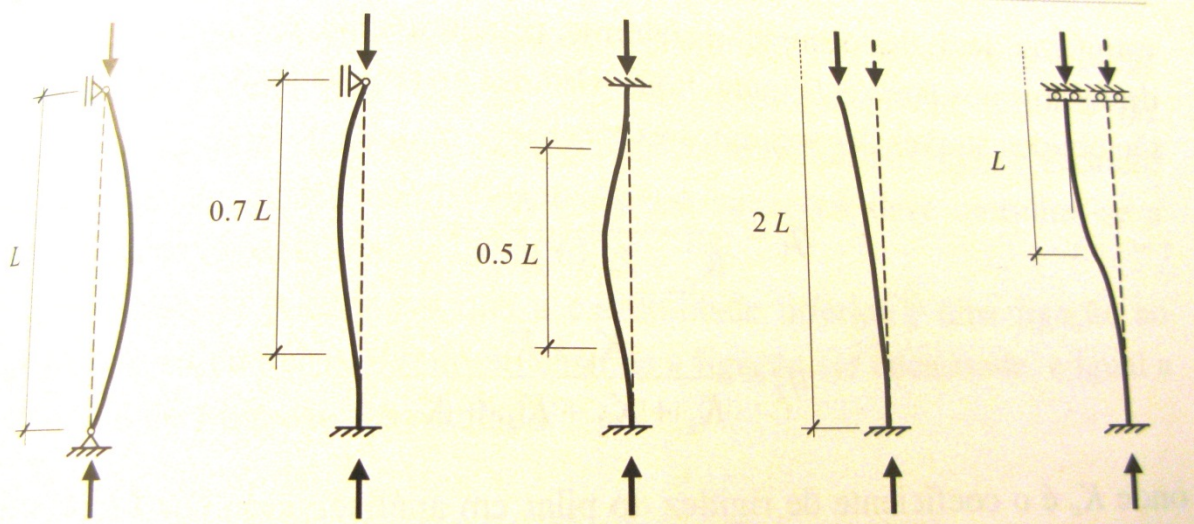


Fig. 49 - Comprimento de encurvadura L_e em função do comprimento real L adaptado de SIMÕES(2007)

Na fig 47 apresenta-se as relações de L_e com L para vários casos diferentes. Com o valor de L_e , pode-se calcular a esbelteza normalizada:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_e/i}{\lambda_1} \quad (8.12)$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \quad (8.13)$$

8.4.1.2.- Estrutura – “Mastbuck”

Segundo BARROS et al (2002) N_{cr} pode ser determinado por uma série de simulações de degradação da rigidez do mastro ao deslocamento lateral, em função do factor de carga. É sabido que $K' \times d = f$, sendo K' a matriz de rigidez equivalente, d o vector dos deslocamentos e f o vector das forças atuantes. Logo F_x/d_x , sendo F_x uma força horizontal no topo do mastro e d_x o deslocamento do topo do mastro, é uma medida de rigidez transversal da torre, para cada valor de N aplicado. Aplicando uma regressão linear aos resultados obtém-se:

$$\frac{F_x}{d_x} \approx a\lambda + b \Rightarrow \lambda_{cr} = b/a \quad (8.14)$$

O coeficiente de esbelteza adimensional é dado por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{A f_y / N_{cr}} \quad (8.15)$$

Quando $\bar{\lambda} < 0,2$ os efeitos da encurvadura poderão ser ignorados.

8.4.2. – RESISTÊNCIA À ENCURVADURA POR FLEXÃO

Tendo em conta o perfil em uso, e o sentido com encurvadura está a ser analisada, escolhe-se uma curva a,b,c ou d do quadro 6.2 do EN 1993-1-1, atribuindo um α :

Tabela 27 - Factor de imperfeição α em função da curva de encurvadura

Curva de encurvadura	a0	a	b	c	d
α – Factor de imperfeição	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (8.16)$$

χ é um factor de redução aplicado ao N_{rd} para o modo de encurvadura relevante, ou seja aquele que apresenta maior esbelteza, e é obtido através da seguinte expressão:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (8.17)$$

Então obtém-se:

$$N_{b,rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{m1}} \quad (8.18)$$

Onde a $A_{eff} = A_{total}$ para perfis de classe 1,2 ou 3.

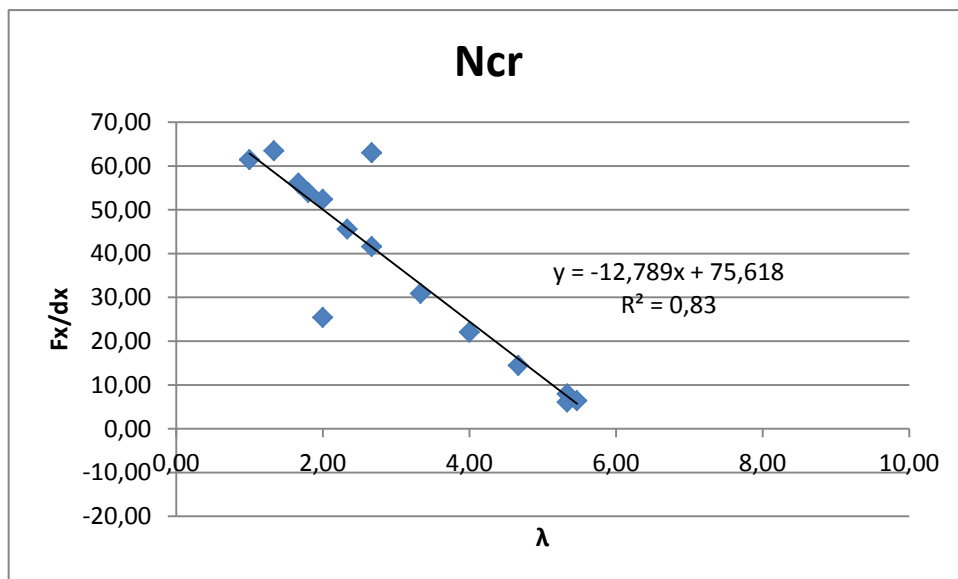
8.5. – RESULTADOS

Aplicando o método descrito em 8.4.1.2. obteve-se os seguintes valores para as iterações:

Tabela 28 - Determinação do Ncr

Caso Carga -	1 Pilar		3 Pilares				
	Fx'	P'	Fx	P	dx	Fx/dx	λ
	kN	kN	kN	kN	m	kN/m	-
1	4	200	12	600	0,1952	61,48	1,00
2	2	200	6	600	0,0945	63,49	1,33
3	4	250	12	750	0,2139	56,10	1,67
4	4	270	12	810	0,2223	53,98	1,80
5	4	300	6	900	0,2361	25,41	2,00
6	2	300	6	900	0,1145	52,40	2,00
7	4	350	12	1050	0,263	45,63	2,33
8	4	400	12	1200	0,1903	63,06	2,67
9	2	400	6	1200	0,1441	41,64	2,67
10	4	500	12	1500	0,3883	30,90	3,33
11	4	600	12	1800	0,5434	22,08	4,00
12	4	700	12	2100	0,8306	14,45	4,67
13	4	800	12	2400	1,5091	7,95	5,33
14	2	800	6	2400	0,9853	6,09	5,33
15	4	820	12	2460	1,8657	6,43	5,47

Com base nestes valores faz-se a regressão linear de onde se obtém: $\frac{Fx}{dx} = -12,789\lambda + 75,618$. Igualando a rigidez a zero, ou seja para $\frac{Fx}{dx} = 0$, obtém-se $\lambda_{cr} = 5,912738$. Multiplicando o esforço axial inicial pelo λ_{cr} , obtém-se Ncr. Logo $N_{cr} = 5,912738 \times 600 = 3547,643 \text{ kN}$



Como estes valores foram obtidos utilizando o modelo de cálculo, não se consegue obter valores negativos para os deslocamentos, porque o programa assim que atinge a rigidez zero deixa de ser capaz de apresentar resultados, o que faz sentido que assim seja.

Procede-se então à verificação de qual o N_{rd} máximo das secções escolhidas.

Fig. 50 - Valor de $N_{b,rd}$ para verificação à encurvadura

Perfil	Diâmetro A m2		βa	i m	lg m4	$\bar{\lambda}$ est	$\bar{\lambda}$ b
R80	0,08	0,005027	1	0,02	2,01E-06	0,57703072	2,66
R20	0,02	0,000314	1	0,005	7,85E-09	0,14425768	5,32
R20	0,02	0,000314	1	0,005	7,85E-09	0,14425768	7,53
Perfil	α	ϕ_{est}	ϕb	χ_{est}	χ_{barr}	$N_{b,rd}$ est	$N_{b,rd}$ b
R80	0,49	0,758855	4,65	0,58	0,10	689,90	118,08
R20	0,49	0,496748	15,93	0,99	0,03	72,81	2,26
R20	0,49	0,496748	30,65	0,99	0,02	72,81	1,19

curva c

9. LIGAÇÕES

9.1. - APARAFUSADAS

9.1.1 – MATERIAIS: CHAPAS E PARAFUSOS

No cálculo das chapas utilizadas na ligação dos perfis são utilizados os valores dados na tabela 25.

Tabela 29 – Chapas e perfis: Valores nominais do limite de elasticidade f_y e da resistência à rotura f_{uI}

Aço	Espessura t em mm			
	t < 40mm		40 < t < 100mm	
	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)
S235	235	360	215	340
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	490

Os parafusos correntes são denominados pelo diâmetro d(mm) na zona do liso. Na tabela 26 são descritos os parafusos mais utilizados bem como a sua área útil (na zona roscada)

Tabela 30 - Valores nominais de tensão de cedência f_{yb} e da tensão de rotura à tração f_{ub} de parafusos

Classe do Parafuso	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
F_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

A disposição dos furos para os parafusos é caracterizada na tabela 31, sendo os valores respectivos à figura 51.

Fig. 51 - Disposições construtivas dos parafusos

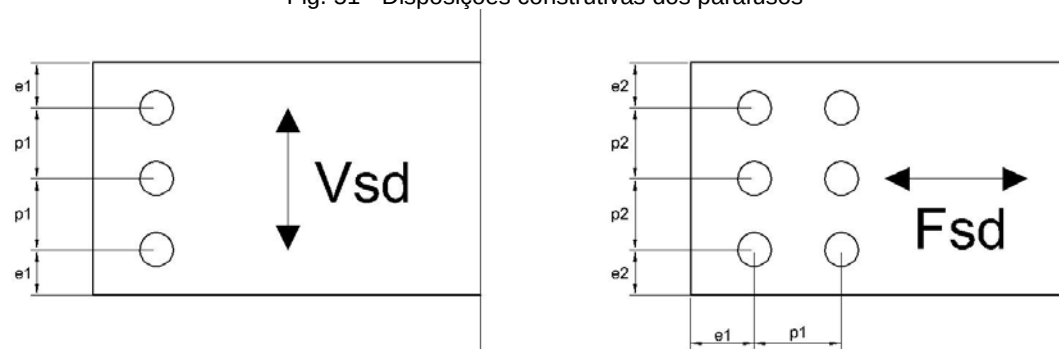


Tabela 31 - Propriedades e disposições construtivas dos parafusos

d	Diâmetro nominal			M10	M12	M16	M20	M22	M24	M27	M30	M33	M36
d0	Diâmetro do furo		mm	11	13	18	22	24	26	30	33	36	39
A	Área do parafuso		mm ²	78,5	113	201	314	380	452	573	707	855	1020
As	Área resistente		mm ²	58	84	157	245	303	353	456	561	694	817
d1	distância longitudinal	mín	mm	25	30	40	50	55	60	70	75	80	90
		normal	mm	45	50	70	85	90	100	115	125	135	150
d2	distância transversal	mín	mm	30	35	45	55	60	65	75	80	90	95
		normal	mm	35	40	55	70	75	80	90	100	110	120
e1 e e2	Distância aos bordos	mín	mm	15	20	25	30	30	35	40	40	45	50
		normal e1	mm	35	40	55	70	75	80	90	100	110	120
		normal e2	mm	20	20	30	35	40	40	45	50	55	60
b	Distância às paredes	mín	mm	25	30	30	35	40	40	45	45	50	50
		normal	mm	35	40	40	45	50	50	60	60	65	65

Tabela 32 - Resistência de cálculo dos parafusos nas ligações de corte e ou tração

Classe	d mm	d ₀ mm	A mm ²	A _s mm ²	Classe 4.6			Classe 5.6			Classe 6.8			Classe 8.8			Classe 10.9		
					Fv',rd	Fv,rd	Ft,rd	Fv',rd	Fv,rd	Ft,rd	Fv',rd	Fv,rd	Ft,rd	Fv',rd	Fv,rd	Ft,rd	Fv',rd	Fv,rd	Ft,rd
M10	10	11	78,5	58	15,1	11,1	16,7	18,8	13,9	20,9	22,6	16,7	25,1	30,1	18,6	33,4	37,7	23,2	41,8
M12	12	13	113,1	84,3	21,7	16,2	24,3	27,1	20,2	30,3	32,6	24,3	36,4	43,4	27,0	48,6	54,3	33,7	60,7
M16	16	18	201,1	156,7	38,6	30,1	45,1	48,3	37,6	56,4	57,9	45,1	67,7	77,2	50,1	90,3	96,5	62,7	112,8
M20	20	22	314,2	244,8	60,3	47,0	70,5	75,4	58,8	88,1	90,5	70,5	105,8	120,7	78,3	141,0	150,8	97,9	176,3
M22	22	24	380,1	303,4	73,0	58,3	87,4	91,2	72,8	109,2	109,5	87,4	131,1	146,0	97,1	174,8	182,4	121,4	218,4
M24	24	26	452,4	352,5	86,9	67,7	101,5	108,6	84,6	126,9	130,3	101,5	152,3	173,7	112,8	203,0	217,2	141,0	253,8
M27	27	30	572,6	459,4	109,9	88,2	132,3	137,4	110,3	165,4	164,9	132,3	198,5	219,9	147,0	264,6	274,8	183,8	330,8
M30	30	33	706,9	560,6	135,7	107,6	161,5	169,7	134,5	201,8	203,6	161,5	242,2	271,4	179,4	322,9	339,3	224,2	403,6
M33	33	36	855,3	693,6	164,2	133,2	199,8	205,3	166,5	249,7	246,3	199,8	299,6	328,4	222,0	399,5	410,5	277,4	499,4
M36	36	39	1017,9	816,7	195,4	156,8	235,2	244,3	196,0	294,0	293,2	235,2	352,8	390,9	261,3	470,4	488,6	326,7	588,0

Corte na zona roscada: $F_{v,RD} = K \times f_{ub} \times A_s \div \gamma_{Mb}$ (9.1)

Corte no liso da espiga: $F_{v,RD}' = 0.6 \times f_{ub} \times A \div \gamma_{Mb}$ (9.2)

Tração: $F_{t,RD} = 0.9 \times f_{ub} \times A \div \gamma_{Mb}$ (9.3)

9.1.2 – LIGAÇÃO AXIAL CENTRADA

Para fazer o dimensionamento da ligação é necessário começar pela escolha do diâmetro do parafuso em função da espessura da chapa t e é dado por:

$$d > < \sqrt{40 \left(\frac{t}{1 \pm 0,3} - 1 \right)} \quad (9.4)$$

Depois de definido o diâmetro e a espessura da chapa, é necessário determinar o número de parafusos por secção e a sua disposição, respeitando as normas construtivas presentes na tabela 31 (e1,e2,p1,p2). Visto já se saber qual a configuração dos parafusos calcula-se a área útil da secção furada:

$$A_{net} = (b - n \times d_0) \times t \quad (9.5)$$

Onde b é a altura da chapa, n o número de parafusos numa mesma secção, d_0 o diâmetro do furo e t a espessura da chapa.

Dado isto, é necessário determinar a resistência de cada um dos elementos.

Resistência da secção:

$$N_{rd} = \min\{N_{pl,rd}, N_{u,rd}\} > N_{sd} \quad (9.6)$$

Onde :

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (9.7)$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (9.8)$$

Para que a peça exiba um comportamento dúctil a resistência plástica da secção bruta (exp. 9.7) tem que ser menor ou igual à resistência última da secção útil (exp. 9.8).

A resistência dos parafusos é calculada pelas expressões 9.1, 9.2 e 9.3 onde A é a área de liso da espiga, A_s é a área do núcleo do parafuso e γ_{Mb} é o coeficiente parcial de segurança de ligações aparafusadas e toma o valor de 1.25 . E para maior facilidade de cálculo os valores estão apresentados no quadro 32.

É preciso também ter em conta a resistência ao esmagamento da chapa.

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \quad (9.9)$$

$$\text{Onde } \alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} \quad (9.10)$$

9.1.3 – LIGAÇÃO EXCÊNTRICA POR CORTE

Para se fazer a verificação por corte é necessário verificar-se o esforço na secção transversal e garantir que $V_{sd} < V_{pl,rd}$. Temos que:

$$V_{pl,rd} = A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \times \frac{1}{\gamma_{M0}} \quad (9.11)$$

A_v área de corte

Se $A_{v,net} > (f_y/f_u) \cdot A_v$ então não é necessário descontar a área dos furos, caso contrário temos que:

$$A_{v,eff} = A_{v,net} \frac{f_u}{f_y} \quad (9.12)$$

Depois de verificado o esforço na secção é necessário verificar os parafusos, garantindo a satisfação da resistência ao corte e ao esmagamento da chapa, descritos pelas expressões 9.1, 9.2 e 9.9.

É ainda necessário fazer a verificação da resistência por corte em bloco da ligação.

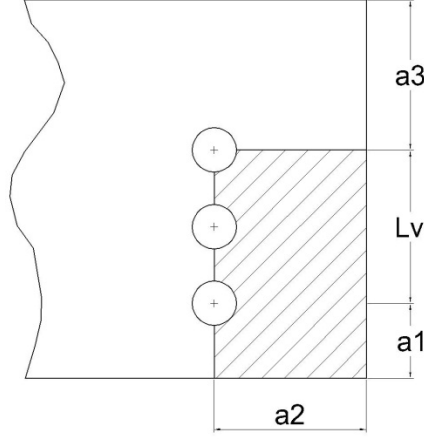


Fig. 52 - Corte em bloco da secção

$$V_{eff,rd} = A_{v,eff} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{\gamma_{M0}} \quad (9.13)$$

$$A_{v,eff} = t \times L_{v,eff} \quad (9.14)$$

$$L_{v,eff} = L_1 + L_2 + L_v \quad e \quad L_{v,eff} \leq L_3 \quad (9.15)$$

$$L_1 = a_1 \quad e \quad L_1 \leq 5d \quad (9.16)$$

$$L_2 = (a_2 - k \cdot d_0) \frac{f_u}{f_y} \quad (9.17)$$

$$L_3 = a_1 + a_3 + L_v \quad e \quad L_3 \leq (a_1 + a_3 + L_v - n \times d_0) \frac{f_u}{f_y} \quad (9.18)$$

9.1.4 – FLEXÃO COMPOSTA

Para secções de classe 1 e 2 temos que:

$$\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (9.19)$$

Para secções de classe 3 temos que:

$$\frac{N_{sd}}{A f_{yd}} + \frac{M_{y,sd}}{W_{el,y} \times f_{yd}} + \frac{M_{z,sd}}{W_{el,z} \times f_{yd}} \leq 1 \quad (9.20)$$

Para secções de classe 4 temos que:

$$\frac{N_{sd}}{A_{eff} f_{yd}} + \frac{M_{y,sd} + N_{sd} \times e_{NY}}{W_{el,y} \times f_{yd}} + \frac{M_{z,sd} + N_{sd} \times e_{NZ}}{W_{el,z} \times f_{yd}} \leq 1 \quad (9.21)$$

Onde e_{ny} e e_{nz} são os braços de força N_{sd} que provocam momento em y e em z correspondentemente.

9.1.5 – DIMENSIONAMENTO DE UM NÓ DE LIGAÇÃO

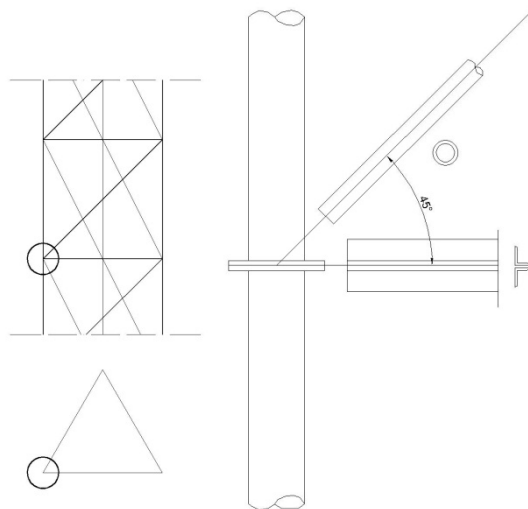


Fig. 53 - à esq.: Nó de ligação da torre espiada. À dir: Ligação de topo do módulo

A estrutura já está calculada, logo já são conhecidos todos os esforços axiais das barras. No entanto a ligação pode ser calculada não para os esforços conhecidos, mas para a capacidade de resistente das secções, de modo a que se acontecer da estrutura ser solicitada acima dos valores admitidos em projecto, a estrutura não colapse pelas ligações.

Assim pode calcular-se a ligação aparafusada dos montantes ao Gousset por:

$$N_{sd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \text{ ou } N_{sd} = 0.9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (9.22)$$

Depois de definidos o número e espaçamentos dos parafusos, fica determinado as dimensões do Gousset, que se podem obter com o desenho à escala do elemento.

Conhecidas as dimensões da chapa de ligação, pode agora avaliar-se a espessura necessária, e , através da verificação da secção crítica:

$$A = L \cdot e \quad (9.23)$$

$$W_{ef} = \frac{eL^2}{6} \quad (9.24)$$

$$V_{sd} \leq 0.50 V_{pl,rd} \quad (9.25)$$

Logo a espessura tem que grande o suficiente para cumprir a expressão 9.25. Para fazer a verificação à flexão composta temos que:

$$\frac{N_{sd}}{A f_{yd}} + \frac{M_{sd}}{W_{ef} f_{yd}} \leq 1 \text{ (classe 3)} \quad (9.26)$$

As mesmas forças utilizadas para o dimensionamento da ligação metálica das cantoneiras, tem que ser utilizado para a verificação da ligação soldada do Gousset ao perfil cilíndrico.

9.2. – LIGAÇÕES SOLDADAS

9.2.1. – NOÇÕES GERAIS

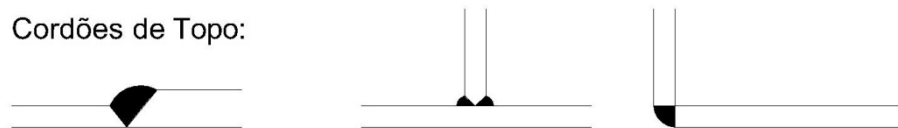
Para se efectuar ligações soldadas deve obedecer-se a uma série de condições:

- O metal de adição deve apresentar propriedades mecânicas idênticas ou superiores às do metal base;
- Reduzir os estados de tensão devido às soldaduras;
- Evitar concentração de soldadura numa zona;
- Espessura < 30mm – evitar soldar elementos de espessura superior;
- Não criar variações bruscas de secção.

Há vários tipos de ligação, estas podem ser classificadas segundo se mostra na figura 54.

Fig. 54 - Classificação dos cordões de soldadura

Cordões de Topo:



Cordões de ângulo:



Na soldadura dá-se a penetração e fusão totais do metal de adição e do metal de base em toda a espessura da junta. A verificação da estabilidade da soldadura é dispensável desde que o metal de adição assegure uma tensão de cedência e uma resistência à tração mínimas não inferiores às do material base, e a soldadura seja continua. Nessas condições a capacidade resistente da peça é igual à da peça ligada mais fraca.

9.2.1.1 – Espessura dos cordões

A espessura dos cordões de topo é igual à espessura dos elementos a ligar, caso estes tenham espessuras iguais; caso contrário é igual à espessura do elemento mais delgado. A espessura, a , dos cordões de ângulo é a altura do maior triângulo inscrito na secção do cordão, medida na perpendicular ao lado exterior, conforme representado na figura 55.



Fig. 55 - Espessura dos cordões de ângulo

A espessura a deverá ser múltipla de 0,5 mm, deverá ser maior do que 3 mm e no caso dos cordões de ângulo a deverá ser menor do que $0.7e$, onde e é a menor espessura dos elementos a ligar. Logo as espessuras possíveis são 3, 3.5, 4, 4.5, 5, 5.5, ... (mm).

Exemplo das cantoneiras:

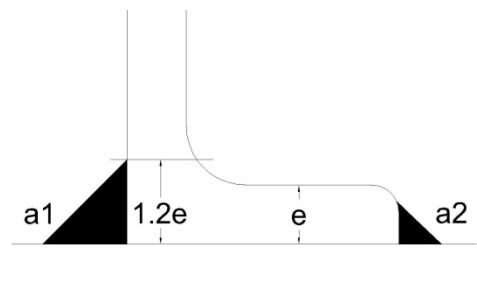


Fig. 56 - Ligação soldada - Cantoneira

$$a_1 \leq 0.7 \times 1.2e = 0.84e$$

$$a_2 \leq 0.7 \times 0.75e = 0.525e$$

Ligação de um nó da torre espiada



Fig. 57 - Exemplo de uma ligação de secções tubulares

No caso do exemplo da figura 57 é necessário determinar a espessura dos Goussets considerando o esforço axial de cada barra igual à capacidade resistente à tração de cada perfil tubular e determinar as dimensões dos cordões de soldadura necessários à ligação das barras diagonais ao pilar.

9.2.1.2. – Distribuição das forças pelos diferentes cordões

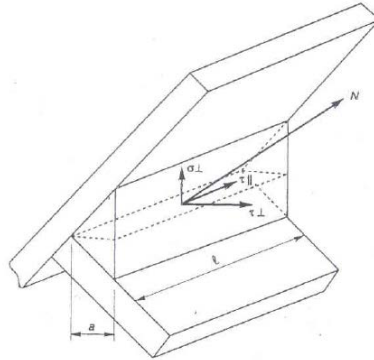
O EN 1993-1-8 permite efectuar uma distribuição simplificada das forças exteriores pelos diversos cordões admitindo comportamento elástico ou explorando a deformação plástica. A distribuição conduzida da forma que parece mais razoável tendo em atenção que o equilíbrio seja preservado e que os esforços internos se desenvolvem preferencialmente ao longo dos componentes de maior rigidez.

9.2.1.3. – Cordão de soldadura continuo

O cordão de soldadura tem que cumprir com a relação: $l > 150a$. Caso contrário a resistência de cálculo será afectada pelo coeficiente de redução dado por:

$$\beta_{Lw} = 1.2 - \frac{0.2l}{150a} \quad (9.27)$$

9.2.2. - CRITÉRIO DE DIMENSIONAMENTO - MÉTODO DIRECCIONAL



$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (9.29)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{0.9 f_u}{\gamma_{M2}} \quad (9.30)$$

$\sigma_{\perp}$ Componente normal

$\tau_{\perp}$ Componente tangencial perpendicular ao eixo do cordão

$\tau_{//}$ Componente tangencial paralela ao eixo do cordão

f_u tensão de rotura à tração da peça mais fraca

γ_{Mw} coeficiente parcial de segurança, toma o valor de 1.25

β_w factor de correlação

Tabela 33 - Valores de β_w

Aço	f_u [Mpa]	β_w
S235	360	0.8
S275	430	0.85
S355	510	0.9

Este método de cálculo é interessante visto levar a um dimensionamento mais exacto e económico do que o critério exposto em 9.2.3.

9.2.3. – Critério de dimensionamento - Método simplificado para cordão de ângulo

A resistência de cálculo por unidade de comprimento dado no ponto 4.5.3.3 do EN 1993-1-8 tem a vantagem de ser independente da orientação da soldadura e da força aplicada, o que torna os cálculos mais expeditos, no entanto é menos económico. A resultante de todos os esforços por unidade de comprimento transmitidos pela soldadura satisfaz o seguinte critério:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \quad (9.31)$$

$F_{w,Ed}$ valor de cálculo do esforço actuante na soldadura por unidade de comprimento;

$F_{w,Rd}$ valor de cálculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento e é dado por:

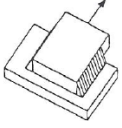
$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a \quad (9.32)$$

$f_{vw,d}$ valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura e deverá ser determinado por:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3}} \frac{1}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (9.33)$$

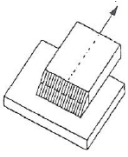
Onde β_w e f_u estão definidos na tabela 31.

9.2.3. –CORDÕES LATERAIS, FRONTAIS E OBLÍQUOS



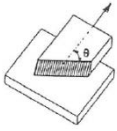
Cordão lateral pode ser calculado com base em:

$$\sum al \geq \beta_w \gamma_{M2} P_{sd} \frac{\sqrt{3}}{f_u} \quad (9.34)$$



Cordão frontal pode ser dado por:

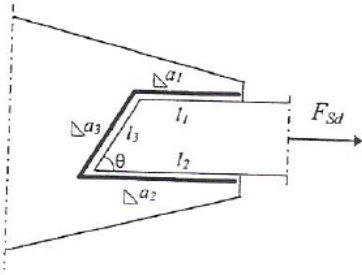
$$\sum al \geq \beta_w \gamma_{M2} P_{sd} \frac{\sqrt{2}}{f_u} \quad (9.35)$$



Os cordões oblíquos têm que cumprir a seguinte relação:

$$\sum al \geq \beta_w \gamma_{M2} P_{sd} \frac{\sqrt{3 - \sin^2 \theta}}{f_u} \quad (9.36)$$

9.2.4. –CORDÕES OBLÍQUOS ASSOCIADOS A CORDÕES LATERAIS



Partindo da hipótese que em estado limite último todos os cordões estão plastificados e desenvolvem as respectivas resistências de cálculo:

$$\frac{F_1}{a_1 l_1 / \sqrt{3}} = \frac{F_2}{a_2 l_2 / \sqrt{3}} = \frac{F_3}{a_3 l_3 / \sqrt{3 - \sin^2 \theta}} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (9.37)$$

Logo o EC3 propõe:

$$a_1 l_1 + a_2 l_2 + \frac{a_3 l_3}{\sqrt{3 - \sin^2 \theta}} \geq \beta_w \gamma_{M2} F_{sd} \frac{\sqrt{3}}{f_u} \quad (9.38)$$

Propõe também um método aproximado dado por:

$$a_1 l_1 + a_2 l_2 + a_3 l_3 \geq \beta_w \gamma_{M2} F_{sd} \frac{\sqrt{3}}{f_u} \quad (9.39)$$

9.2.5. – JUNTAS SOLDADAS ENTRE ELEMENTOS DE SECÇÃO TUBULAR CIRCULAR

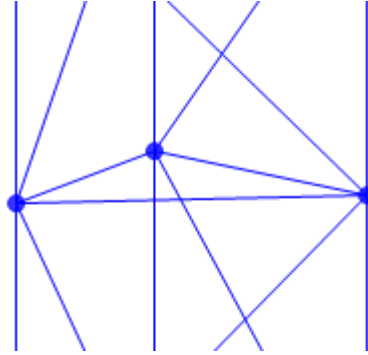


Fig. 58 - Junta tridimensional da torre em estudo

As juntas tridimensionais, vistas em planta têm uma secção circular que é o pilar e duas barras que fazem um ângulo de 60° entre si. Num dos alçados temos 2 barras diagonais que fazem 45° com o pilar e 45° com a barra horizontal, ou seja 90° entre si.

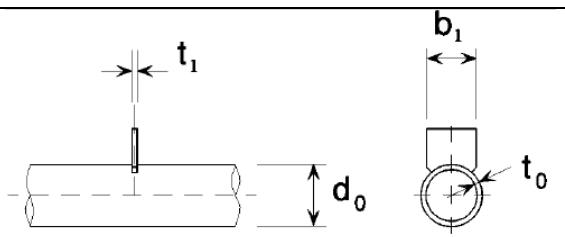
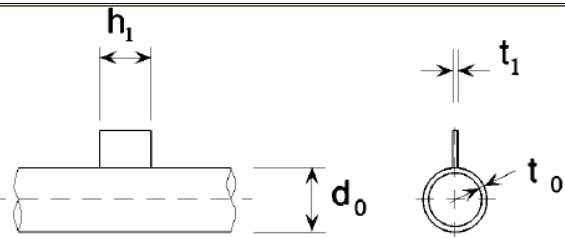
Segundo EN 1993-1-8 (7.4.3) para juntas tridimensionais é preciso verificar em cada um dos planos relevantes os critérios de cálculo utilizados para juntas planas utilizando os valores de cálculos reduzidos pelo factor μ .

Nas ligações de elementos diagonais solicitados só por esforços normais, o valor de cálculo do esforço normal, $N_{i,ed}$, não deve exceder o valor de cálculo normal resistente da junta soldada, $N_{i,Rd}$, obtida da tabela 34.

Tabela 34 - Esforços normais resistentes de juntas soldadas entre elementos diagonais

Rotura da face da corda – Juntas em K com afastamento ou sobreposição	
	$N_{1,Rd} = \frac{k_g k_p f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} \left(1.8 + 10.2 \frac{d_1}{d_0} \right) / \gamma_{M5}$ $N_{2,Rd} = \frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_2} N_{1,Rd}$
Rotura por punção	
Quando $d_i < d_0 - 2t_0$: $N_{i,Rd} = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} t_0 d_i \pi \frac{1 + \sin \theta_i}{2 \sin^2 \theta_i} / \gamma_{M5}$	
Coeficientes K_g e K_p	
$k_g = \gamma^{0.2} \left(1 + \frac{0.024 \gamma^{1.2}}{1 + \exp \left(0.5g/t_0 - 1.33 \right)} \right)$	Para $n_p > 0$ (comp.): $K_p = 1 - 0.3n_p(1 + n_p)$ Para $n_p < 0$ (tração): $K_p = 1$

Tabela 35 - Resistências de cálculo de juntas soldadas de esquadros de ligação (goussets)

Rotura da face da corda	
	$N_{1,Rd} = k_p f_{y0} t_0^2 (4 + 20\beta^2) / \gamma_{M5}$ $M_{ip,1,Rd} = 0$ $M_{op,1,Rd} = 0.5 b_1 N_{1,Rd}$
	$N_{1,Rd} = 5 k_p f_{y0} t_0^2 (1 + 0.25\eta) / \gamma_{M5}$ $M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd}$ $M_{op,1,Rd} = 0$
Rotura por punçoamento	
$\sigma_{m\acute{a}x} t_1 = \left(\frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{ed}}{W_{el}} \right) t_1 \leq 2 t_0 \left(\frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M5}$	
Domínio de validade	Coeficiente k_p
$B \geq 0.4$ e $\eta \leq 4$ em que: $\beta = b_1/d_0$ e $\eta = h_1/d_0$	Para $n_p > 0$: $k_p = 1 + 0.3 n_p (1 + n_p)$ mas $k_p \leq 1$ Para $n_p \leq 0$: $k_p = 1$

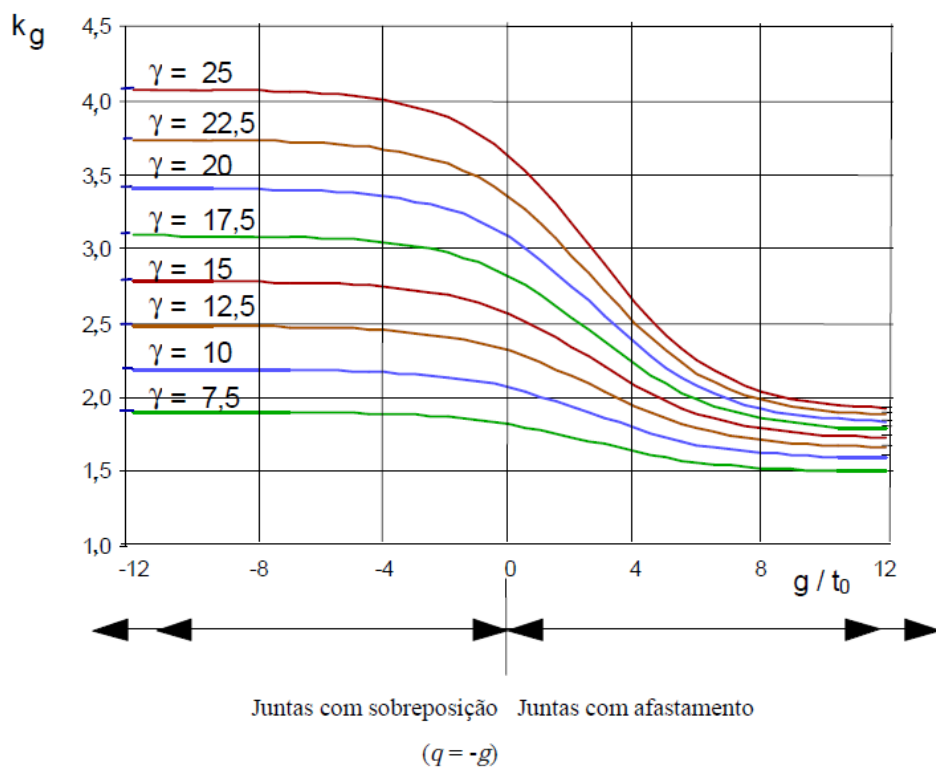
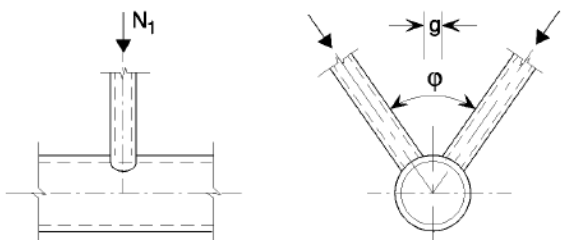
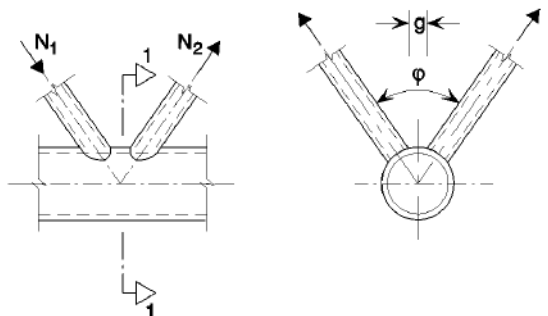


Fig. 59 - Valores do coeficiente K_g para utilização na tabela 34 adaptado do eurocódigo.

Os valores do coeficiente K_g , utilizado na tabela 34 para as juntas K estão indicados na figura 59. O coeficiente K_g é utilizado tanto para ligações com afastamento como para as ligações com sobreposição, adoptando-se g simultaneamente como medida do afastamento e da sobreposição, atribuindo-se valores negativos a g para representar a sobreposição q .

Junta em TT	
O elemento 1 poderá estar traccionado ou comprimido. 	$\mu = 1.0$
Junta em KK	
O elemento 1 está sempre comprimido e o elemento 2 está sempre traccionado. 	$\mu = 0.9$ Desde que, numa junta com afastamento, na secção 1-1, a corda satisfaça: $\left[\frac{N_{0,Ed}}{N_{pl,0,Rd}} \right]^2 + \left[\frac{V_{0,Ed}}{V_{pl,0,Rd}} \right]^2 \leq 1.0$

9.3. – APLICAÇÃO AO ÚLTIMO MÓDULO DA TORRE

Tabela 36 - Esforços axiais nos elementos [kN]

Diagonais								
Elemento	Vento	RSA2	RSA1	EC81	EC82	S1	S2	CA
13	-4	0,6	2,2	7,5	7,8	6	3,7	7,7
14	2,8	0,6	2,1	7,3	7,6	4,2	2,6	7,4
15	-1,9	0,4	1,4	5	5,1	2,8	1,7	5
16	1,9	0,5	1,4	5,1	5,2	3	2,1	5,1
17	-0,6	0,2	0,8	2,7	2,9	0,9	0,6	2,7
18	0,3	0,2	0,8	2,8	3	0,9	1,1	2,8
Horizontais								
Elemento	Vento	RSA2	RSA1	EC81	EC82	S1	S2	CA
7	0,3	0	0	0,1	0,1	0	0	0,4
8	0,1	0	0	0,1	0,2	0	0	0,4
9	0,5	0	0	0,1	0,1	0	0	0,4
652	-0,1	0	0	0,1	0,1	0	0	0,2
653	0,3	0	0	0,1	0,1	0	0	0,2
654	0,2	0	0	0	0	0	0	0,2

Tabela 37 - Dimensionamento da ligação axial centrada

Ligação axial centrada			
Secção			
d	0,02	fy	235000
A	0,0003142	fu	360000
Npl,cir	73,83		
Gousset			
h	0,02	t	0,005
Npl	9,072		
Parafusos			
d	>	10,67	M12
d	<	15,68	12

Os elementos identificados na tabela 36 podem ser consultados na fig.82 do anexo C. A escolha para os perfis horizontais e diagonais foi de um Gousset de 5mm e de um parafuso M12 para cada ligação.

10.

FUNDAÇÕES

Não é muito fácil determinar uma solução para as fundações uma vez que esta varia em função do tipo de solo e da grandeza dos esforços. As estruturas deste tipo têm regra geral grandes momentos flettores na base do mastro e baixo esforço axial. Isso torna a fundação difícil de equilibrar. Por outro lado é preciso também arranjar uma solução para as ancoragens dos cabos da torre.

As fundações mais típicas para este tipo de estruturas são as sapatas isoladas, maciços de encabeçamento e estacas, fundação monobloco, blocos de ancoragem escalonados.

10.1 – SAPATA ISOLADA

A solução de sapata isolada normalmente conduz a soluções com grandes dimensões em planta. Visto que esse terreno já pertence (compra ou aluguer) à torre espiada, o custo verdadeiro a ter em conta é o volume de betão necessário a esta solução. São expectáveis elevados momentos de derrube, que podem provocar levantamento de parte da sapata, diminuindo a parcela de terreno que contribui efectivamente para o equilíbrio da sapata

É importa ter presente que as sapatas são elementos destinados a degradar tensões elevadas que se encontram na base dos elementos verticais para tensões muito mais baixas que sejam compatíveis com a resistência do solo e que geralmente ficam muito abaixo de 1MPa .

10.1.1. - MÉTODO EC7

O dimensionamento e a verificação de segurança de sapatas passam por vários passos:

Para se proceder ao pré-dimensionamento em planta tem que se ter em consideração as imposições geométricas, é necessário verificar a capacidade de carga do terreno, efectuar a verificação ao deslizamento pela base e controlar os assentamentos.

Para se verificar a estabilidade interna e dimensionar a altura da sapata, pode recorrer-se ao critério prático que define a sapata como rígida ou flexível, fazer a verificação ao punçoamento e/ou corte e claro dimensionar as armaduras (principais, transversais e construtivas).

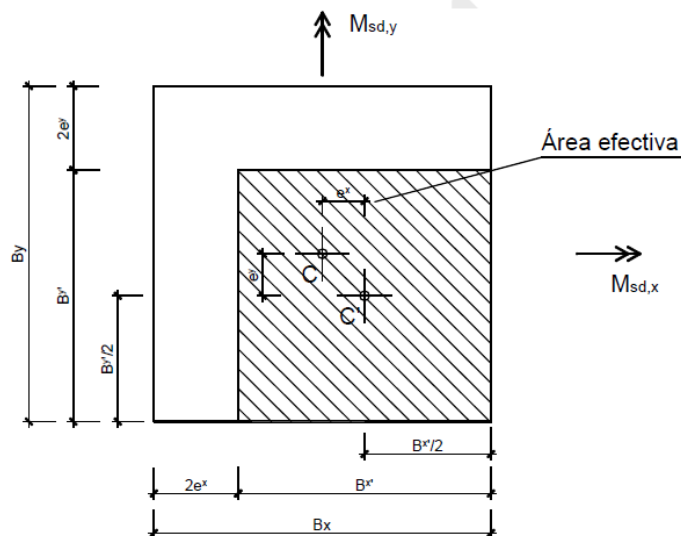


Fig. 60 - Área efectiva da Sapata

Neste tipo de situação, onde as fundações estão sujeitas a cargas verticais e momentos fletores, deve considerar-se a carga vertical N_{sd} deslocada para o centro C' de uma área fictícia, apresentada na fig. 60, e calcular q_{ult} na área reduzida obtida com base nas dimensões reduzidas B' e L' . A carga de rotura é dada por:

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L' \quad (10.1)$$

Onde

$$B' = \min\{B'_x, B'_y\} \quad (10.2)$$

$$L' = \max\{B'_x, B'_y\}. \quad (10.3)$$

$$q_{ult} = c \cdot N_c s_c i_c + q N_q s_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (10.4)$$

Os valores para o calculo da expressão 10.4 são dados na tabela 35. e B'_x e B'_y são as dimensões da área fictícia que se relacionam com as dimensões reais da sapata a partir das excentricidades da carga dadas por:

$$e_x = \frac{M_{sd,y}}{N_{sd}} \quad (10.17)$$

$$e_y = \frac{M_{sd,x}}{N_{sd}} \quad (10.18)$$

As dimensões B'_x e B'_y são pré-dimensionadas para a carga vertical N_{sd} e as dimensões finais B_x e B_y são então obtidas por:

$$B_x = B'_x + 2e_x \quad (10.19)$$

$$B_y = B'_y + 2e_y \quad (10.20)$$

Os assentamentos devem ser verificados apenas para o esforço axial N e com as dimensões reais B e L . A verificação de corte/punçoamento deve ser feita com as excentricidades reais da carga. Normalmente limita-se a excentricidade a $B/4$ e a partir deste valor utilizam-se sapatas excêntricas, mas neste caso, como a carga varia de direção, é necessário usar uma sapata centrada.

Tabela 38 - Expressões para cálculo de q_{ult}

N		
$N_q = e^{\pi \cdot tg \phi} \cdot tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$ (10.5)	$N_c = (N_q - 1) \cot g(\phi)$ (10.6)	$N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot tg(\phi)$ (10.7)
s		
$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi'$ (10.8)	$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$ (10.9)	$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'}$ (10.10)
i se H/B		
$i_q = \left[1 - \frac{0.70H}{V + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right]^3$ (10.11)	$i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$ (10.12)	$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right]^3$ (10.13)
i se H $\perp$ B		
$i_q = 1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot g \phi'}$ (10.14)	$i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$ (10.15)	$i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot g \phi'}$ (10.16)

A verificação de segurança é feita pelo método dos coeficientes parciais de segurança, segundo consta no Eurocódigo 7, onde se procede ao controlo explícito de estados limites últimos e de utilização, envolvendo coeficientes parciais de segurança quer ao nível das ações quer das diversas fontes de resistência.

$$Q_d = N_d + pp_{sapata,d} \quad (10.21)$$

$$pp_{sapata,d} = \gamma_G pp_{sapata} \quad (10.22)$$

$$N_d = \sum_i \gamma_{G_i} N_{G_{ki}} + \gamma_{Q_i} N_{Q_{ki}} + \sum_{j \neq i} \gamma_{Q_j} \psi_{0_j} N_{Q_{ki}} \quad (10.23)$$

$$Q_{ult,d} = q_{ult,d} \cdot B' \cdot L' \quad (10.24)$$

De acordo com o EC7 é necessário fazer-se a verificação:

$$Q_d \leq Q_{ult,d} \quad (10.25)$$

Segundo o EC7 para sapatas isoladas é necessário fazer a verificação para os casos B e C, com os coeficiente parciais presentes na tabela39.

Tabela 39 - Tabela dos coeficientes parciais

CASO	Ações			Propriedades do terreno			
	Permanentes		Variáveis	tan ϕ'	c'	c _u	q _u
	Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavoráveis				
A	1.00	0.95	1.50	1.1	1.3	1.2	1.2
B	1.35	1.00	1.50	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.00	1.00	1.30	1.25	1.6	1.4	1.4

A verificação de estabilidade interna corresponde a assegurar a resistência aos esforços de corte e/ou punçoamento da sapata, mas para isso é necessário determinar-se uma altura adequada para a mesma.

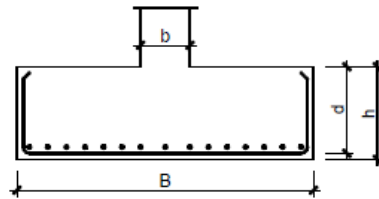


Fig. 61 - Esquema da sapata

Critério prático:

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad (10.26)$$

Onde regra geral se d for 2/3 do comprimento da consola é uma boa estimativa.

Para calcular as armaduras de uma forma expedita, adopta-se as tensões médias nas faces opostas. O ábaco de Montoya, fig. 63, é uma forma prática de saber as tensões nas sapatas sujeitas a flexão desviada, mesmo que se observe levantamento da sapata.

$$\text{Em xx temos: } \sigma_{1X} = \frac{\sigma_2 + \sigma_4}{2} \text{ e } \sigma_{2X} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$\text{Em yy temos: } \sigma_{1Y} = \frac{\sigma_3 + \sigma_4}{2} \text{ e } \sigma_{2Y} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

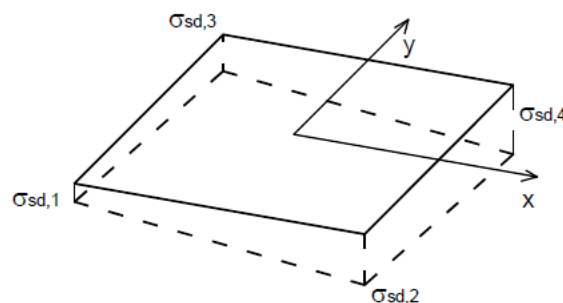


Fig. 62 - Sapata sujeita a flexão desviada

10.1.2. - APLICAÇÃO

O dimensionamento da sapata para as combinações de carga definidos anteriormente, está representado na tabela 40. Pode verificar-se que o momento fletor é tão elevado, que seria necessário construir uma sapata com dimensões muito grandes, o que acaba por inviabilizar a escolha deste método.

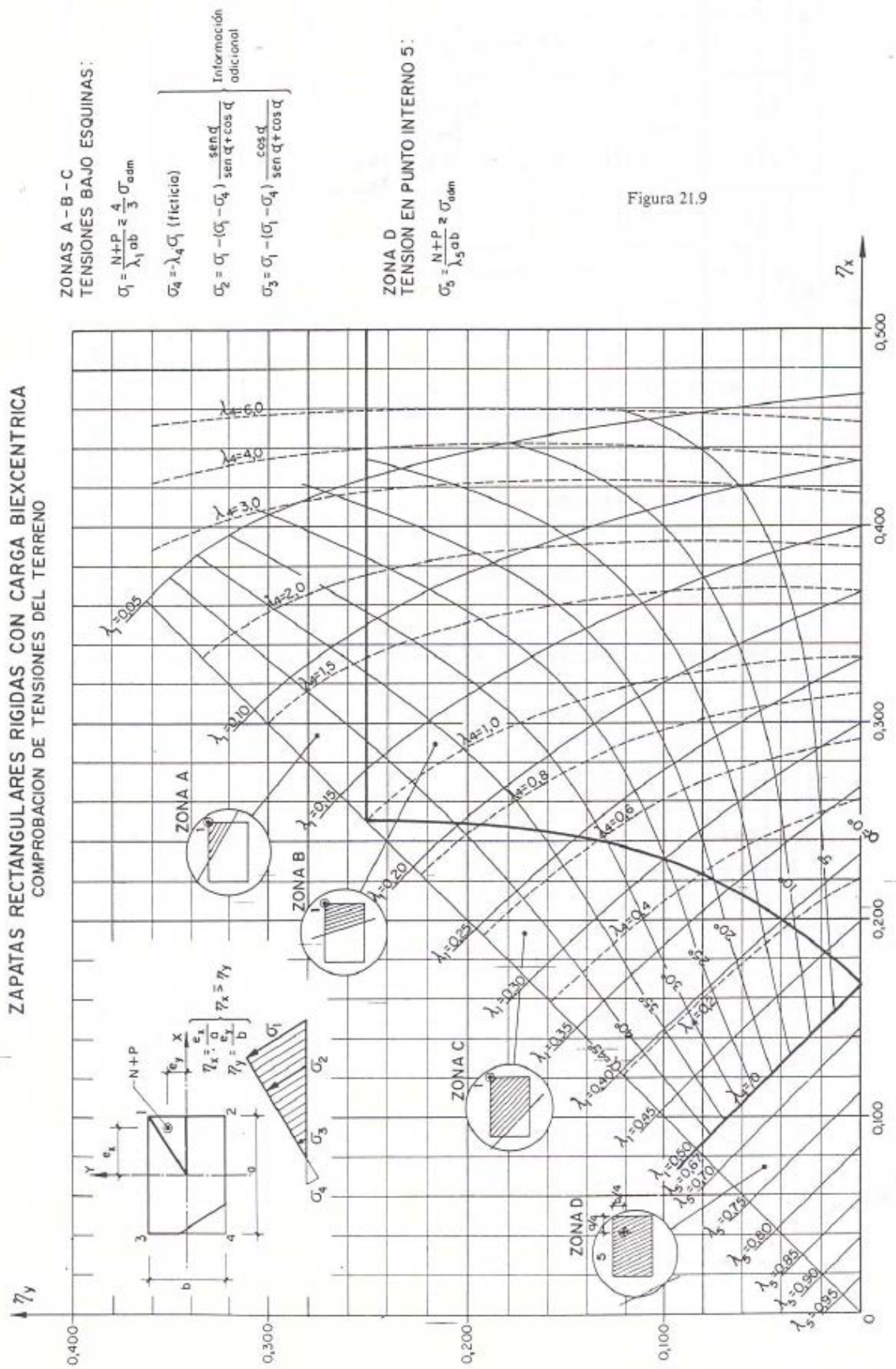


Fig. 63 - Ábaco de Montoya

Tabela 40 - Dimensionamento sapata isolada

Sapata Isolada		B		C	B		C					
ϕ rad	0,523	$\Upsilon\phi$	1,0	1,25	ϕ'	0,523	0,625					
c	18	Υc	1,0	1,6	c'	18	11,3					
cu	30	Υcu	1,0	1,4	cu'	30	21,4					
qu	30	Υqu	1,0	1,4	qu'	30	21,4					
	Qul	qult (B)	qult (C)	B'	L'	ex	ey	Bx'	By'	Bx	By	h
S1	929,3	929,3	4171,8	1	1	27,267	0,000	1	1	55,5	1,0	0,3
<i>S1</i>	<i>664,2</i>	<i>73,8</i>	<i>1313,8</i>	3	3	27,267	0,000	3	3	57,5	3,0	0,3
S2	1209,3	1209,3	4564,7	1	1	16,360	0,000	1	1	33,7	1,0	0,3
<i>S2</i>	<i>3973,1</i>	<i>441,5</i>	<i>2481,2</i>	3	3	16,360	0,000	3	3	35,7	3,0	0,3
S:EC8 T1	2976,6	744,2	14681,6	2	2	57,572	0,102	2	2	117,1	2,2	0,3
<i>S:EC8 T1</i>	<i>-486368,1</i>	<i>-54040,9</i>	<i>-1192607,7</i>	3	3	57,572	0,102	3	3	118,1	3,2	0,3
	Nq	Nc	NY	sq	sc	sY	iq	ic	iY	Qd		
S1	18,37	30,10	20,04	1,50	1,53	0,70	0,56	0,53	0,42	815,74		
S1	18,37	30,10	20,04	1,50	1,53	0,70	0,07	0,02	0,00	826,87		
S2	18,37	30,10	20,04	1,50	1,53	0,70	0,71	0,70	0,61	658,68		
S2	18,37	30,10	20,04	1,50	1,53	0,70	0,27	0,23	0,12	355,68		
S:EC8 T1	18,37	30,10	20,04	1,50	1,53	0,70	0,44	0,41	0,29	2166,18		
S:EC8 T1	18,37	30,10	20,04	1,50	1,53	0,70	-21,44	-22,73	-85,01	2416,56		
	Nq	Nc	NY	sq	sc	sY	iq	ic	iY	Qd		
S1	2,36	1,88	1,96	1,58	2,02	0,71	0,54	0,21	0,40	815,74		
S1	2,36	1,88	1,96	1,58	2,02	0,71	0,36	-0,11	0,20	<i>826,87</i>		
S2	2,36	1,88	1,96	1,58	2,02	0,71	0,70	0,49	0,60	658,68		
S2	2,36	1,88	1,96	1,58	2,02	0,71	0,57	0,25	0,43	<i>355,68</i>		
S:EC8 T1	2,36	1,88	1,96	1,58	2,02	0,71	0,38	-0,08	0,22	2166,18		
S:EC8 T1	2,36	1,88	1,96	1,58	2,02	0,71	0,06	-0,64	0,00	<i>2416,56</i>		

10.2 – MONOBLOCO – MÉTODO SUÍÇO

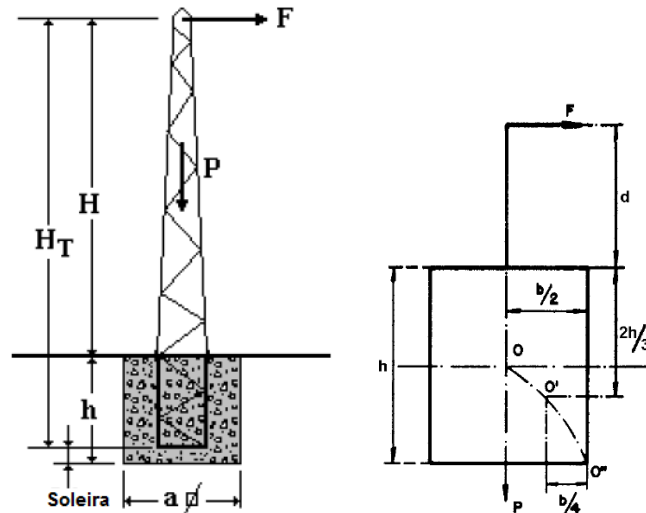


Fig. 64 - Esquemas do monobloco A)esq. B) direita

As fundações monobloco são muito utilizadas em estruturas de suporte de linhas eléctricas. O seu estudo foi levado a cabo por Sulzberger na Comissão para Revisão de Normas Federais Suíças em 1945 e publicado pela ASE-Association Suisse de Electricien.

Considera-se um bloco prismático de secção transversal $b \times h$ (b -base e h -altura) e comprimento total L , solicitado verticalmente por P e ainda por uma força lateral F a uma distância d acima do bloco, como se pode ver na figura 64B .

Segundo BARROS (2001), para solos sem coesão o centro instantâneo de rotação CIR do bloco é o ponto O da fig. 64B, que é também o centro geométrico e gravítico do bloco. Para solos com um comportamento rígido o ponto do CIR é o O'', para solos de comportamento intermédio do tipo plástico o CIR estaria localizado no ponto O'.

É também sabido que a resistência do terreno é nula à superfície e cresce proporcionalmente à profundidade. Serão desprezadas as forças de atrito das paredes verticais e horizontal do bloco, estando assim do lado da segurança.

Segundo este método nas faces laterais do bloco desenvolvem-se impulsos parabólicos horizontais de amplitudes σ_1 e σ_2 devidos ao solo lateral envolvente. Na base do bloco desenvolvem-se pressões lineares reactivas do solo com amplitude σ_3 .

$$\sigma_1 = C_l \frac{h}{3} \tan \alpha \quad (10.27)$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_1}{3} \quad (10.28)$$

$$\sigma_3 = \sqrt{\frac{2 \cdot C_b \cdot P \cdot \tan \alpha}{L}} \quad (10.29)$$

Onde C_b e C_l são respectivamente o coeficiente do solo lateral e o coeficiente do solo da base. Representam a força necessária para fazer penetrar 1 cm no solo uma placa de 1cm^2 .

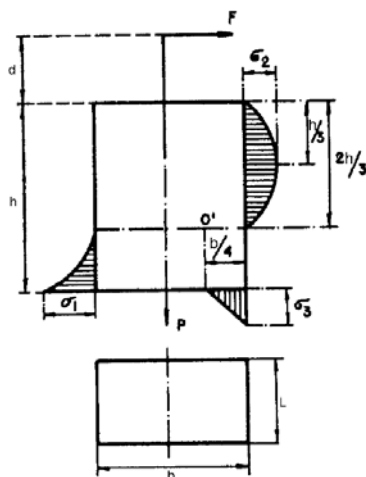


Fig. 65 - Diagrama dos impulsos laterais e de base adaptado de BARROS(2001)

O momento de derrube do bloco de ancoragem relativamente ao CIR em O', devido à força horizontal F é expresso por:

$$M_d = F \left[d + \frac{2h}{3} \right] \quad (10.30)$$

O momento resistente em torno do CIR em O', devido à actuação dos impulsos laterais e na base do bloco é expresso por:

$$M_r = M_{base} + M_{lateral} \quad (10.31)$$

$$M_r = Pb \left[\frac{1}{4} + \frac{1}{48} \sqrt{\frac{2Lb^2 C_b t g \alpha}{P}} \right] + \frac{25}{972} Lh^3 C_l t g \alpha \quad (10.32)$$

Tabela 41 - Coeficientes do solo lateral para diferentes naturezas

NATUREZA DO SOLO	COEFICIENTE OU RESISTÊNCIA DO SOLO (MN/m ²)
<i>Solos pouco ou médicamente compactos:</i>	
Solo lamacento, turfa leve	0.05 - 0.10
Turfa pesada, areia fina	0.10 - 0.15
Solo vegetal, areia, cascalho	0.1 - 0.2
Argila saturada	0.2 - 0.3
Argila húmida	0.4 - 0.5
Argila seca	0.6 - 0.8
Argila pesada dura	1.0
<i>Solos bem compactados:</i>	
Solo vegetal com areia, argila e poucas pedras	0.8 - 1.0
Solo vegetal com areia, argila e muitas pedras	1.0 - 1.2
Cascalho fino com areia fina	0.8 - 1.0
Cascalho médio com areia fina	1.0 - 1.2
Cascalho médio com areia grossa	1.2 - 1.5
Cascalho grosso com muita areia grossa	1.2 - 1.5
Cascalho grosso com pouca areia grossa	1.5 - 2.0
Cascalho grosso com pouca areia grossa muito compactada	2.0 - 2.5

Do equilíbrio vertical aproximado, visto desprezar-se as forças de atrito, temos que:

$$P \approx \frac{1}{2} \sigma_3 \frac{b}{4} L \rightarrow \sigma_3 \approx \frac{8P}{bL} \quad (10.33)$$

$$P \approx \frac{1}{8} b L \sigma_3 = \frac{L b^2}{32} C_b \operatorname{tg} \alpha \quad (10.34)$$

Substituindo 10.33 ou 10.34 em 10.32 obtém-se:

$$M_r \approx 0.000257 L h^3 C_l + 0.4 P b \quad (10.35)$$

A expressão do momento crítico de derrube utilizando um coeficiente de segurança de 1.2 é dada por:

$$M_d = \frac{M_r}{1.2} \rightarrow 1.2 F \left(d + \frac{2h}{3} \right) = 0.000257 L h^3 C_l + 0.4 P b \quad (10.36)$$

Onde $P = \gamma_c b h L + P_{eq}$, γ_c é o peso específico do betão armado ou do betão ciclópico e P_{eq} é o peso da estrutura e equipamentos apoiados no bloco.

Tabela 42 - Verificação ao método Suíço

Método Suíço					
b	8	d	180		
h	4,5	Cl	1000		
L	8				
Caso	P	F	Md	Mr	Mr/Md
S1	7327,89	63,00	11868,46	23636,59	1,99
S2	7327,89	37,80	7121,08	23636,59	3,32
S:EC8 T1	7220,06	98,53	18473,52	23291,55	1,26

10.3 – FUNDAÇÃO FRACIONADA COM BLOCOS DE ANCORAGEM ESCALONADOS

A fundação fracionada de blocos escalonados é uma boa resposta para as fundações dos pontos de ancoragem dos cabos da torre espiada.

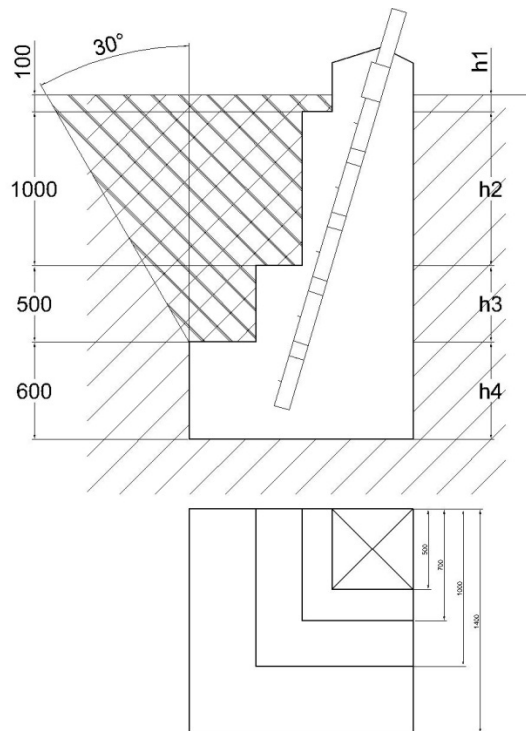


Fig. 66- Bloco de ancoragem escalonado

Considerando-se a fig.66 onde está um exemplo de um bloco escalonado com 3 degraus (1.4×1.4 ; 1.0×1.0 ; $0.7 \times 0.7m^2$) que dá apoio a um pequeno pilar $0.5 \times 0.5m^2$.

O volume e peso do bloco de betão são respectivamente:

$$\begin{aligned} V_c &= 1.4 \times 1.4 \times 0.6 + 1 \times 1 \times 0.5 + 0.7 \times 0.7 \times 1 + 0.5 \times 0.5 \times 0.3 = 2.241m^3 \\ P_c &= \gamma_c V_c = 49.3 \text{ kN} \\ \gamma_c &= 22kN/m^3. \end{aligned} \quad (10.37)$$

O tronco piramidal de mobilização de solo faz aproximadamente um ângulo de 30° com a vertical e é traçado a partir do canto da face superior degrau mais profundo, conforme a figura 66.

As áreas limitadoras da localização tronco piramidal são (base maior e base menor) definidas por:

$$\begin{aligned} A_1 &= (b_4 + (h_1 + h_2 + h_3)tg\alpha)^2 = (1.4 + 1.6 \cdot tg30)^2 = 5.4 \text{ m}^2 \\ A_2 &= 1.96m^2 \end{aligned} \quad (10.38)$$

Então o volume e o peso do solo:

$$V_s = \frac{1}{3} (\sum_{j=1}^3 h_j) (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 A_2}) - V_c' = 4.645m^3 \quad (10.39)$$

$$P_s = \gamma_s V_s = 69.68 \text{ kN} \quad (10.40)$$

γ_s – peso específico do solo. Varia consoante o local de implantação. Para questões de cálculos vamos admitir $\gamma_s = 15kN/m^3$.

O esforço de atrito vertical do solo nas várias arestas de contorno é dado por:

$$P_{f,s} = \gamma_s tg \left(\frac{\theta}{2} \right) \sum_i y_i^2 l_i \quad (10.41)$$

Onde:

y_i – profundidades parciais das várias arestas ou planos horizontais do bloco

l_i – comprimentos das arestas de contorno

Logo para o exemplo que se apresentou na figura 66 temos que o atrito do solo no contorno do arrancamento é de:

$$\begin{aligned} P_{f,s} &= 15 \times 0.414 \times [2.2^2 \cdot 1.4 \cdot 4 - 1.6^2(1.4 + 0.4)2 - 1.1^2(1 + 0.3)2 - 0.1^2(0.7 + 0.2)2] \\ &= 91.436 \text{ kN} \end{aligned}$$

O esforço total ao arrancamento é definido por:

$$P_{tot,r} = P_c + P_s + P_{f,s} = 49.3 + 69.68 + 91.436 = 210.416 \text{ kN} \quad (10.42)$$

Admitindo que o esforço vertical transmitido a este bloco por tração do perfil metálico nesta perna é da ordem de $V=130 \text{ kN}$, o factor de segurança de arrancamento k_{pull} é dado por:

$$k_{pull} = \frac{P_{tot,r}}{V} = \frac{210.416}{130} = 1.61 \geq 1.5 \text{ (ok)} \quad (10.43)$$

No estudo da estabilidade é necessário verificar-se ao arrancamento inverso, ou seja à penetração. No entanto como estas fundações são ancoragens para cabos, que não exibem qualquer rigidez à compressão, essa verificação deixa de ser necessária.

Na tabela 41 dimensionou-se a ancoragem não para as cargas solicitantes, mas para o esforço último do cabo.

Tabela 43 - Dimensionamento da Ancoragem para a torre em estudo

Ancoragem escalonada				
h1*(m)	0,2	b1 (m)	0,5	p0 0
h1 (m)	0,2			p1 0,2
h2 (m)	1	b2 (m)	0,8	p2 1,2
h3 (m)	0,7	b3 (m)	1,1	p3 1,9
h4 (m)	0,6	b4 (m)	1,5	p4 2,5
Vc (m3)	2,937	Yc	22,0	
Pc (kN)	64,61	Ys	15	
Tronco Piramidal				Arestas
ϕ (rad)	0,5233	Vc'(m3)	1,537	c2 0,3
A1 (m2)	6,74	Vs (m3)	6,624	c3 0,3
A2 (m2)	2,25	Ps (kN)	99,35	c4 0,4
Esforço de atrito vertical				Ptot,r (kN)
	Pf,s (kN)	78,98		242,95
Vmáx (kN)	160	Kpull	1,52	> 1,5

11.

CONCLUSÕES

11.1 – GERAIS

A aplicação do modelo de pré-dimensionamento escolhido revelou que esta é uma boa aproximação inicial, na orientação de escolha dos diâmetros a adoptar, ainda que tenha exibido ser muito mais flexível que a própria torre posteriormente modelada. Parte dessa diferença nas flexibilidades vem de não ser tido em conta a contribuição dos perfis horizontais e diagonais para os cálculos.

A metodologia de cálculo apresentada para a determinação da ação do vento, permite avaliar o comportamento dinâmico da torre espiada. A forma como foi explanada, permite a sua programação, para se proceder ao tratamento da informação automaticamente. As ações perpendiculares à direção do vento (partilha de vórtices, ovalização e galope) foram tidos em conta.

A partilha de vórtices exhibe valores muito baixos em comparação com a ação principal do vento sendo neste caso desprezável. A ovalização é especialmente importante quando a relação do diâmetro de um perfil com a sua espessura é grande, e na realidade o seu cálculo é importante visto este poder limitar essa relação a um valor máximo. No caso apresentado, como se optou por perfis circulares sólidos, é uma verificação dispensável, apresentando frequências muito elevadas.

O estudo da ação dos sismos revelou que a ação sugerida pelo EC8 é a mais gravosa para a estrutura em causa, quando comparada com o RSA ou com 4 históricos temporais de sismos escalados pelo PGA local.

O vento e os sismos são as duas ações mais gravosas para a estrutura. Há que ter em conta que não foi considerada neste trabalho a ação do gelo. O gelo e gelo mais vento são as principais ações causadoras de colapso deste tipo de estrutura, que ainda apresenta uma taxa bastante elevada de colapso comparativamente a outro tipo de estrutura.

A escolha de como modelar a estrutura em dimensionamento tem que ser cuidada e consciente, de modo a representar o mais fielmente possível a estrutura. Dada a elevada esbelteza da estrutura conclui-se que é uma estrutura de nós móveis e que é indispensável que a análise a efectuar à estrutura seja não linear P- Δ .

É indispensável calcular um Ncr, de encurvadura, para a estrutura. O método apresentado como foi a partir de várias iterações para se analisar a degradação da rigidez obtém-se Ncr que já entra em linha de conta com as excentricidades das cargas, de defeitos das peças e acomodações iniciais. Podendo assim proceder-se às verificações de ELU e ELS.

Conclui-se também que das duas opções apresentadas para a fundação do mastro, aquela que melhor se adequa, por ser mais económica e ter um comportamento mais interessante a elevados momentos de derrube, é o método suíço.

11.2 – SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este tema é sem dúvida muito vasto e muito interessante e o tempo para o estudar é infelizmente limitado, pelo que se deixa aqui algumas sugestões de trabalhos a desenvolver no futuro que fogem ao âmbito deste estudo.

1. **Verificações à fadiga.** Em estruturas que são solicitadas maioritariamente pelo vento, as verificações à fadiga são de elevada importância para a segurança da estrutura. A *Miner's Rule* que preconiza que $\sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \leq 1$, onde N_i é o número de ciclos de rotura, n_i é o número de ciclos ocorridos. Com esta regra pode verificar-se as ligações mais esforçadas, os cabos, as ligações dos cabos aos ligadouros, para garantir a segurança e boa e atempada manutenção da estrutura;
2. **Planeamento e faseamento construtivo.** A forma como se constrói, por que ordem, as resistências necessárias em determinados estágios da construção, são problema que para um completo dimensionamento num gabinete de projeto precisa ser tido em consideração;
3. **Corrosão.** Esta é uma das patologias que também causa colapsos neste tipo de estruturas. Estudar a corrosão, formas de evitar esta patologia e a simulação do desprendimento de um dos cabos da estrutura seria interessante. Esse problema é adiado com pinturas próprias e sobre espessuras, mas era interessante haver mais conhecimento e mais controle sobre o assunto.
4. **O faseamento espacial da ação sísmica.** Sempre que o comportamento da onda sísmica for do comprimento de onda dos espaçamentos dos apoios (30m, 60m), torna-se especialmente importante ter em atenção este tema.
5. **Estruturas reactivas.** Não foi abordado neste trabalho a possibilidade de a estrutura ser amortecida por aparelhos próprios para o efeito, e que consequências isso teria na deformada da estrutura, que seria um bom estudo inicial. Partindo dessa ideia, um estudo muito interessante seria com base em sensores colocados em pontos estratégicos da estrutura, ter amortecedores reactivos ou seja, com base na informação recebida dos sensores, estes amortecedores reagirem para contrariar a deformação e controlá-la. Isso poderia levar a um dimensionamento económico, numa escala diferente da que se pratica nos dias de hoje, visto poder ter-se estruturas ainda mais flexíveis, tendo nesse caso que ter especial atenção ao fenómeno da fadiga.

Bibliografia

- AMARAL, C. et al.** *Corrosão em Estruturas Metálicas: Uma breve discussão acerca da Prevenção em torres de telecomunicação*. Centro Universitário de Belo Horizonte – UNIBH, s/ano
- ANTUNES, A.** *Mastros Tubulares*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
- ASCE Standard 19** *Structural Applications of Steel Cables for Buildings*, ASCE, 1996
- BARROS, R.** *Algumas noções sobre blocos de fundação, espias e ancoragens para uso no Projecto de alguns tipos de pontes e estruturas especiais*. FEUP, Porto, 2001
- Dimensionamento estrutural de mastros metálicos*, CMM, 2005, Porto.
- Condensação estática de graus de liberdade*, Apontamentos de Teoria de Estruturas 2, FEUP, Porto, 2005b
- BARROS, R. et al** – *Dimensionamento estrutural de Postes metálicos de iluminação*, FEUP, Porto, 2001
- BERTERO, V.** *Amplification of stress and displacement in guyed towers*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 85 nº ST5, pp.89-101, 1959
- BLESSMANN, J** *Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento*, Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998
- BORGES, J. et al** *Sismologia, Sismicidade e Risco Sísmico, Aplicação em Portugal*. Proc. 36/11/4394, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1977
- BS 8100-3** - *Lattice towers and masts. Code of practice for strength assessment of members of lattice towers and masts*, British Standards Institute, 1999
- CARRIL JR., C.** *Análise Numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações*. Dissertação de Doutoramento, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2000.
- CARROLL, M. et al.** *Annual meteorological monitoring tower inspections – Maintaining safety and exposure to wind*. USA, 2003
- CHOPRA, A.** *Dynamics of Structures – Theory and applications to Earthquake Engineering*, Pearson Education, Inc., New Jersey, 2007
- CLOUGH, PENZIEN** *Structural Dynamics*, McGraw-Hill, New York, 1975
- CSA S37-01** *Antennas, towers and antenna-supporting structures*
- DEAN, D.** *Static and dynamic analysis of guy cables*, Journal of the Structural Division, Janeiro de 1961, Volume 87 N. ST1, pag. 1 a 21, ASCE, Michigan.
- DELGADO, R.** *Análise geometricamente não linear de Estruturas*, Apontamentos de Teoria de Estruturas 2, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004
- DESAI, PUNDE** *Simple model for dynamic analysis of cable supported structures*. Engineering Structures 23, 2001, p. 271-279, Elsevier Science Ltd., Mumbai.
- DIN 4131** - *Steel radio towers and masts*

- EL-SAAD** *Effect of Initial Sag and Tension in Cables on Outcome Responses in Cable Structures.*, 25-02-2006, http://www.ebookxp.com/a2d1423424/dec2005_civ2.html, 12-01-2012
- EN-10025-2** *Grade designations, properties and nearest equivalents*, Corus, 2004
- EN 1990** *Bases para projecto de estruturas*, LNEC, 2002
- EN 1991-1-1** *Ações em estruturas: Ações gerais, Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*, LNEC, 2002
- EN 1991-1-4** *Ações em estruturas: Ações gerais – Ações do vento*, LNEC, Lisboa, 2010
- EN 1993-1-8** *Projectos de estruturas de aço: Regras gerais e regras para edifícios*, LNEC, Lisboa, 2010
- EN 1993-1-8** *Projectos de estruturas de aço: Projecto de ligações*, LNEC, Lisboa, 2010
- EN 1993-3** *Calcul des structures en acier: Tours, mats et cheminées – Pylônes et mats haubanés*, Bureau de Normalisation, Bruxelles, 2006
- EN 1997-1** *Projectos geotécnico: Regras Gerais*, LNEC, Lisboa, 2010
- EN 1998-1** *Projectos de estruturas para resistência aos sismos : Regras gerais, acções sísmicas e regras param edifícios*, LNEC, Lisboa, 2010
- FARIA, R.** *Dimensionamento de cordões de soldadura segundo o Eurocódigo 3*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1997
- FUCHS, R.; ALMEIDA, M..** *Projetos mecânicos das linhas aéreas de transmissão*. Editora Edgar Blucher Ltda., Itajubá-MG, 1982.
- GANTES, C. et al.**, *Modeling, Loading, and Preliminary Design considerations for tall Guyed Towers*. Computers & Structures, nº5, 1993, pp. 797-805, Elsevier Science Lda., Reino Unido, 2006
- HOLMES, J.** *Towers, Chimneys and masts*. In *Wind loading of structures*, p.105, Spon Press, New York, 2001
- IRVINE HM.** *Cable Structures*, New York: Dover Publications, inc, 1992
- KAHLA, N.** *Response of a guyed Tower to a guy Rupture Under no wind Pressure.*, Engineering Structures, Vol. 22, pp.699-706 , 2000
- KAUL, R.** *Dynamic analysis of guyed towers subjected to wind loads incorporating nonlinearity of the guys*. Dissertação de Doutorado, Texas Tech University, 1999.
- KEWAISY, T.** *Nonlinear dynamic interaction between cables and mast of guyed tower systems subjected to wind-induced forces*. Dissertação de Doutorado, Texas Tech University, 2001.
- MADUGULA, M.** *Guide for the Dynamic Response of Lattice Towers*, ASCE, 1999
- MAGUED, H. et al.** *Evolution of design standards and recorded failures og guyed towers in Canada*. Canadian Journal of Civil Engineering nº16, 11/04/1989, pág. 725-732, North York.
- MENIN, R.** *Análise Estática e Dinâmica de torres metálicas estaiadas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Tecnologia – Universidade de Brasília, 2002.
- OLIVEIRA et al.** *Structural Analysis of Guyed Steel Telecommunication Towers for Radio Antenna*, Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering, April-June 2007, Vol XXIX, nº2, pag.185-195, Rio de Janeiro.

- ROWE, R.** *Amplification of stress and displacement in guyed towers*, Journal of the Structural Division, Outubro de 1958, Volume 84 N. ST6, pag. 1821-1 a 1821-20, ASCE, Michigan.
- RSA** - *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Diário da República, 1 Série nº125, Maio de 1983, página1991, Lisboa
- SIMÕES, R.** *Manual de dimensionamento de estruturas metálicas*. CMM- Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, Coimbra, 2007
- TIA-222-G** *Structural Standard for Antenna: Supporting Structures and Antennas*, Telecommunications Industry Association, Arlington VA, 2006
- TRAVANCA, P. et al** *Principais anomalias observadas em torres para radiocomunicações em Portugal*, VIII Congresso de Construção Metálica e Mista, 24/11/2011; Guimarães - Portugal, pag. 1-11, Aveiro.
- WILSON, E.L.** *Three Dimensional Dynamic Analysis for Multicomponent Earthquake Spectra*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10. 1982
- A New Method of Dynamic Analysis for Linear and Non-Linear Systems*. Finite Elements in Analysis and Design, Vol. 1, pp. 21–23. 1985
- ZAR, M. e CHU, S.** *Chimneys*. E.H. Gaylord and C. N. Gaylord. Structural Engineering Handbook. New York : McGraw-Hill Book Company, 1979.

- [1] <http://www.vibrationdata.com/>. 04-06-2012
- [2] <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqarchives/epic/>. 04-06-2012
- [3] http://es.wikipedia.org/wiki/Aceleraci%C3%B3n_s%C3%ADsmica. 05-06-2012
- [4] http://en.wikipedia.org/wiki/1976_%C3%87ald%C4%B1ran-Muradiye_earthquake 05-06-2012
- [5] http://en.wikipedia.org/wiki/Great_Hanshin_earthquake 05-06-2012
- [6] http://en.wikipedia.org/wiki/1999_Chi-Chi_earthquake 05-06-2012
- [7] http://en.wikipedia.org/wiki/1989_Loma_Prieta_earthquake 05-06-2012
- [8] http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database 05-06-2012
- [9] <http://blogdopetcivil.com/tag/terremotos/> 15-06-2012
- [10] <http://carros.hsw.uol.com.br/suspensoes-dos-carros1.htm> 15-06-2012
- [11] <http://www.maurer-soehne.com.br/> 15-06-2012
- [12] <http://www.structuremag.org/article.aspx?articleID=389> 15-06-2012
- [13] <http://www.sciencedirect.com/> 15-06-2012
- [14] http://www.deicon.com/Tuned_Mass_Damper.html 15-06-2012
- [15] <http://www.youtube.com/watch?v=NYSgd1XSZXc> 15-06-2012
- [16] http://www.taipei-101.com.tw/en/Tower/buildind_13-1.html 15-06-2012

ANEXO A:

SISTEMAS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES

A.1 – INTRODUÇÃO

Com o evoluir da tecnologia de construção, da capacidade dos computadores, dos programas de modelação, as estruturas têm-se tornado mais esbeltas. Conceções estruturais arrojadas, no caminho da economia e/ou da beleza, têm conduzido a estruturas cada vez mais flexíveis. A ação dinâmica do vento a que as estruturas altas estão sujeitas pode levar a níveis de vibração elevados, que podem pôr em causa a integridade estrutural.

Para atenuar as amplitudes de oscilação indesejadas sugere-se 2 opções:

- Alterar a massa e a rigidez da estrutura, uma vez que de uma forma simplificada o deslocamento d é dado por: $Kd = F \leftrightarrow d = \frac{F}{K} = \frac{ma}{K}$. Onde K é a matriz rigidez e F é a força. Desta forma é possível alterar as frequências fundamentais de vibração da estrutura de modo a afastarem-se da faixa de frequências da solitação dinâmica. No entanto esta opção pode não ser arquitetonicamente e /ou economicamente desejável;
- Introdução de dispositivos de dissipação da energia de vibração por meio de sistemas passivos de controlo. Existem diversos sistemas de controlo passivo, mas todos eles procuram através das suas propriedades e do movimento da própria estrutura, gerar forças de controlo passivo que diminuam as amplitudes da resposta dinâmica da estrutura. Dos aparelhos existentes destacam-se os amortecedores fluidos, visco-elásticos e os friccionais.

A.2 – SISTEMAS DE PROTEÇÃO SÍSMICA

Os amortecedores são dispositivos incorporados na estrutura com o propósito de contribuir para a dissipação da energia provenientes de solitações dinâmicas. Há três classificações para os sistemas de amortecimento:

Passivo – um amortecedor sem controle que não requer entrada de energia para funcionar. É simples e geralmente barato, mas não se adapta a diferentes necessidades; *Ex: Isolamento da base, Dissipadores, “Tuned Mass Dampers”, ...*

Ativo – os amortecedores ativos são geradores de força, que empurram a estrutura ativamente para contrabalançar as perturbações. São totalmente controláveis e necessitam de uma grande quantidade de energia; *Ex: TMD ativos, Contraventamento activo, Controlo adaptativo, ...*

Semi-ativo – combina características dos amortecedores ativos e passivos. Em vez de empurrar a estrutura, eles contrapõem o movimento com uma força de resistência controlada para reduzi-lo. São totalmente controláveis, mas precisam de um mínimo de alimentação de energia. *Ex: TMD semi-ativos, Sistemas de rigidez variável, Sistemas com amortecimento variável, ...*

A.2..1 – AMORTECEDORES FLUIDO-VISCOSOS



Os amortecedores de fluidos viscosos, passivos, são semelhantes aos que podemos observar nos automóveis e motociclos. O seu funcionamento consiste na imposição de um movimento a um êmbolo que força a passagem de determinado fluido por vários orifícios, como se pode ver na figura 67. É com base nas propriedades do fluido e com a sua passagem pelos orifícios onde se dá a dissipação da energia. O seu comportamento é descrito pela figura 68.

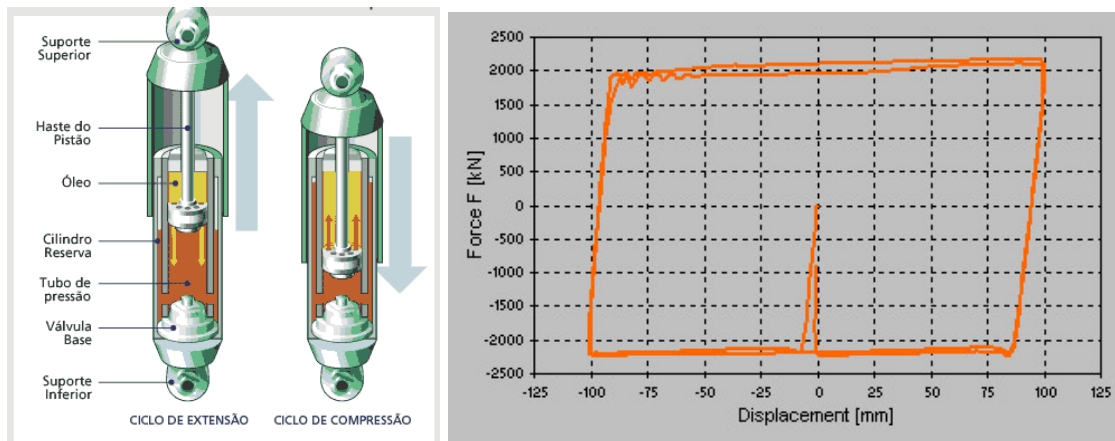


Fig. 67 e 68 – Amortecedor Hidráulico e seu comportamento adaptados de [10] e [11] respectivamente

A.2.2. – AMORTECEDORES VISCO-ELÁSTICOS

Os amortecedores visco-elásticos incorporam um material capaz de dissipar energia através da sua deformação quando sujeito a um esforço de corte. Os materiais visco-elásticos retornam à sua forma original depois de um ciclo completo de deformação, mas com uma certa quantidade de energia perdida em forma de calor.

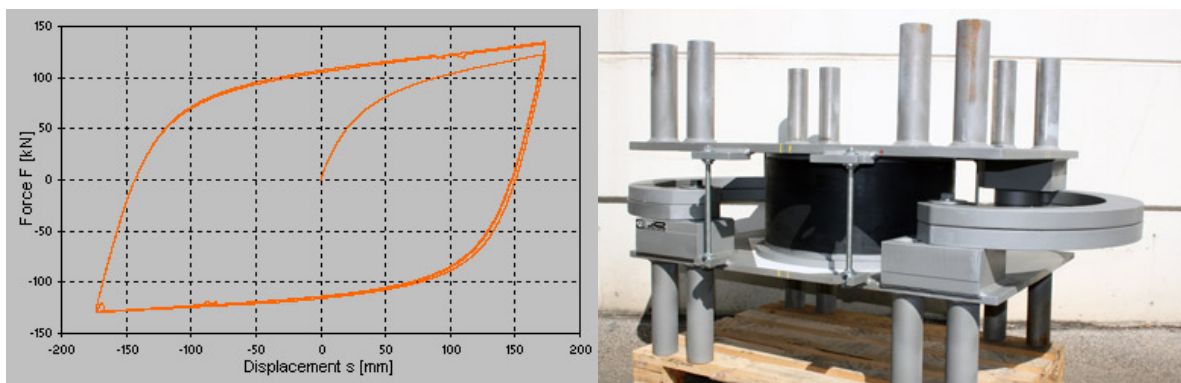


Fig. 69 e 70 – Ciclo histerético de um material visco-elástico e Amortecedor visco-elástico – adaptados de [11]

Na figura 69 aparece representado o comportamento histerético do material visco-elástico. Segundo HOLMES (2001) a área envolvida pelo ciclo é uma medida da quantidade de energia dissipada pelo ciclo.

A.2.3. – AMORTECEDORES FRICCIONAIS



O amortecedor friccional trata-se de um dispositivo que através do atrito entre o contato das suas superfícies lisas de escorregamento dissipa uma grande quantidade de energia. Em estruturas metálicas existem amortecedores friccionais, utilizados em Contraventamento, constituídos por dois perfis com um Gousset no meio. Os perfis e o Gousset são juntos por meio de parafusos que promovem a fricção entre os elementos através do ajuste da tensão.

A.2.4. – ISOLAMENTO DA BASE

Este tipo de ação não é utilizado no controlo de excitações provocadas pelo vento, mas sim direcionado para a ação sísmica. O sistema consiste na separação do edifício das componentes horizontais do movimento do solo através de interposição de uma camada de baixa rigidez horizontal entre a estrutura e a fundação. A consequência imediata da introdução dessa camada deformável é a redução da frequência própria de vibração.

Em Portugal este tipo de proteção sísmica foi utilizado no projecto do Hospital da Luz em Lisboa.

A.2.5. – AMORTECEDORES DE MASSA SINTONIZADOS (TMD)

Este método consiste na aplicação de um sistema adicional à estrutura, com uma dada massa M_2 , um dado amortecimento C_2 , uma dada rigidez K_2 e portanto com uma determinada frequência. Representa-se esquematicamente na figura 71, a ligação de um amortecedor TMD. Este sistema adicional vai funcionar com um grau de liberdade e através do seu movimento é capaz de dissipar energia.

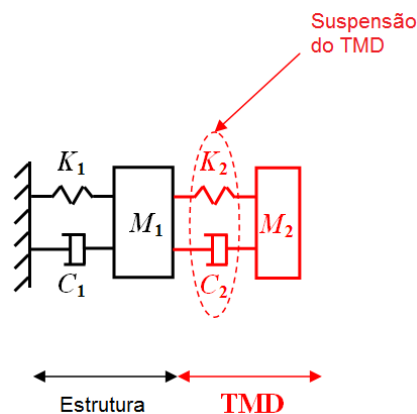


Fig. 71 - Esquema de um TMD instalado numa estrutura - adaptado de [14]

A força de controlo actua no sentido contrário ao movimento da estrutura e é exercida em conjunto pela mola e pelo amortecedor sobre a estrutura principal. Um exemplo emblemático da utilização do TMD é o edifício Taipei 101 em Taiwan. Podemos ver no [sítio do próprio edifício \[16\]](#) que este é o maior TMD passivo do mundo. Peso 660 toneladas, tem um diâmetro de 5,5 m e está suspenso do piso 92 para o 87.

Sugere-se o visionamento de um [pequeno vídeo\[15\]](#), onde se consegue observar o dispositivo a trabalhar. Foi filmado a 12 de Maio de 2008 enquanto se sentiam os tremores do sismo em Sichuan.

Apresenta-se nas figuras 72 a 75 imagens da torre em questão e do sistema em maior detalhe.



Fig. 72 - Torre Taipei 101 adaptado de [16]

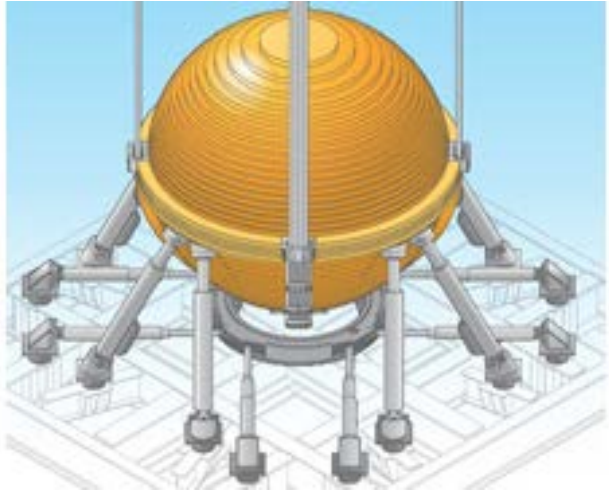


Fig. 73 - Esquema do TMD do Taipei 101 adaptado de [16]



Fig. 74 - A massa esférica de 660 toneladas adaptado de [16]



Fig. 75 - Amortecedores hidráulicos adaptado de [16]

A.2.6. – AMORTECEDORES DE FLUIDOS SINTONIZADOS (TLD)

O princípio do seu funcionamento é similar ao dos TMD, visto consistir na incorporação na estrutura original de um sistema vibratório auxiliar.

A.2.6.1 – *Tuned Sloshing Dampers (TSD)*

Os TSD consistem num recipiente rígido totalmente indeformável que contém um líquido sujeito à pressão atmosférica. Estado esse recipiente acoplado à estrutura, o movimento induzido no líquido aquando da oscilação da estrutura gera forças que fazem alterar as características dinâmicas da estrutura. O movimento é óptimo quando o líquido é excitado em ressonância e responde em movimento denominado sloshing, que é a situação limite antes de haver quebra de onda.

A força de controlo é calculada em função da diferença de pressão hidráulica dos dois lados do recipiente.

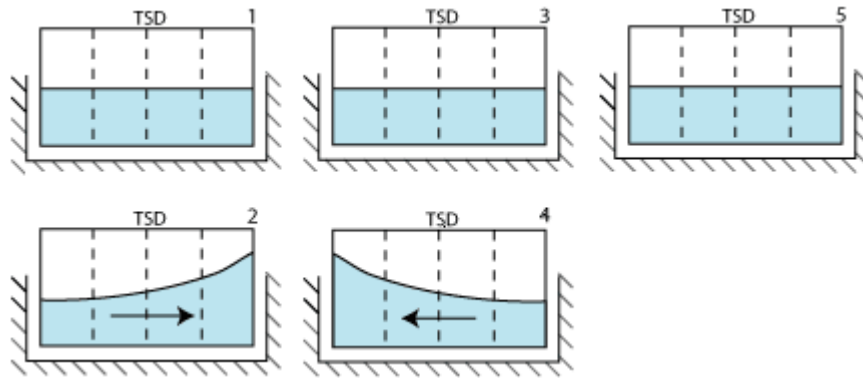


Fig. 76- Funcionamento do TSD adaptado de [12]

A.2.6.2 – Amortecedores de colunas líquidas sintonizadas (TLCD)

O princípio de funcionamento do TLCD é semelhante ao do TSD. Este dispositivo é constituído por um tubo em forma de U no qual circula um líquido com uma dada viscosidade. Quando a estrutura é solicitada dinamicamente, a coluna líquida movimenta-se. Cria-se então uma força de inércia na oscilação do líquido e dissipa-se energia com a passagem do líquido pelo orifício dada a perda de carga hidráulica que esse orifício provoca, conforme se ilustra na figura 77.

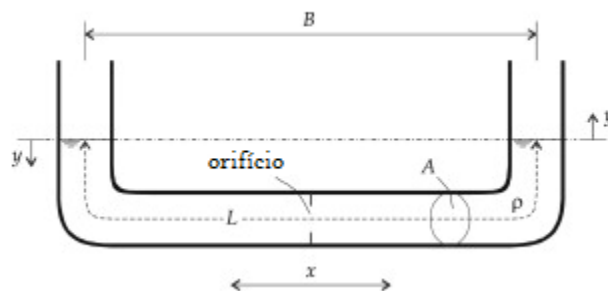


Fig. 77 - Esquema de um TLCD adaptado de [13]

A.2.7. – AMORTECEDORES SEMI-ATIVOS



Fig. 78 - fluido MR líquido e sólido.

O fluido magneto-reológico (fluido MR) é usado dentro de grandes amortecedores para dar estabilidade às estruturas quando estas são solicitadas dinamicamente. O fluido MR muda do estado líquido para um estado quase sólido ao ser exposto a uma força magnética, como por exemplo um íman, e volta ao estado líquido quando essa força é retirada. Essa transformação dá-se em questão de milésimos de segundo.

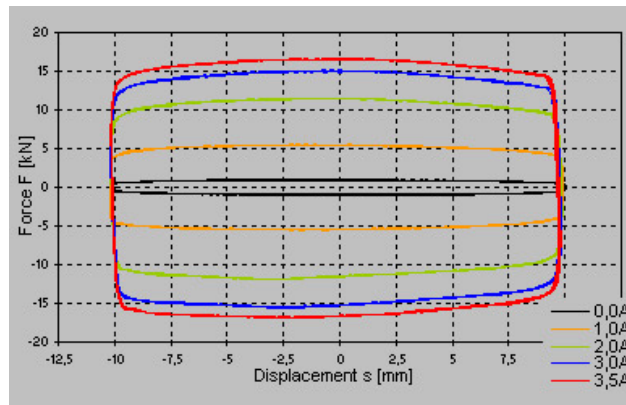


Fig. 79 - Relação da Força deslocamento para diferentes intensidades de corrente – adaptado de [11]

Ao contrário dos amortecedores ativos, os semi-ativos não têm o potencial para sair de controle e desestabilizar a estrutura. Os amortecedores com fluido MR modificam seu nível de amortecimento em função da intensidade de corrente fornecida, como se pode verificar na figura 79.

ANEXO B:

ALGUMAS NOTAS SOBRE PATOLOGIAS E MANUTENÇÃO

B.1. – PATOLOGIAS

Segundo TRAVANCA et al (2011), da análise que realizaram das anomalias em torres utilizadas para radiocomunicações em Portugal, verificaram que os erros de concepção, assim como os erros de construção, têm sido as causas mais frequentes para o colapso ou substituição precoce das estruturas. Por outro lado, a pressão que o mercado exerce para que se dimensionem estruturas mais leves, logo mais económicas gerou em alguns casos limitações na segurança à fadiga. No caso das torres espiada em concreto, concluíram que o maior número de colapsos se deveu a erros de concepção e/ou construção bastante grosseiros nomeadamente espionamento deficiente, amarrações ineficazes, deficiente avaliação do vento, avaliação incorreta da resistência do aço, tensionamento de espas inadequado.

A CORROSÃO

A corrosão é um problema relevante em torres metálicas, trata-se de um fenómeno natural que promove a deterioração de um material, geralmente metálico, por meio de uma ação química ou eletroquímica do meio ambiente, por vezes aliada a esforços mecânicos. Denominada pelo público leigo como “ferrugem”, o produto da corrosão danifica as estruturas metálicas, podendo levar a que a estrutura se deforme ou em casos extremos colapse.

A corrosão ocorre devido aos fenómenos de oxidação, que consiste na perda de eletrões de um elemento químico para outro, e de redução, que é o ganho de eletrões por outro elemento químico. A corrosão é um processo espontâneo e é necessário a utilização de mecanismos protetores.

Segundo AMARAL, C. et al (s/ano) os metais mais comuns utilizados em torres espiadas são o aço inoxidável, o alumínio e o cobre. O aço inoxidável sofre a corrosão com a presença do ião cloreto. Por sua vez, o alumínio, que é a matéria prima de antenas e conectores, é corroído com facilidade na presença de ácido clorídrico e soluções de bases fortes, como hidróxido de sódio e sais de mercúrio. O cobre, presente nos cabos de antenas, sofre a corrosão acentuada quando submetido a soluções de amoníaco. Apresentam-se as reações químicas que descrevem as reações químicas REDOX (oxidação-redução) do ferro e do alumínio:

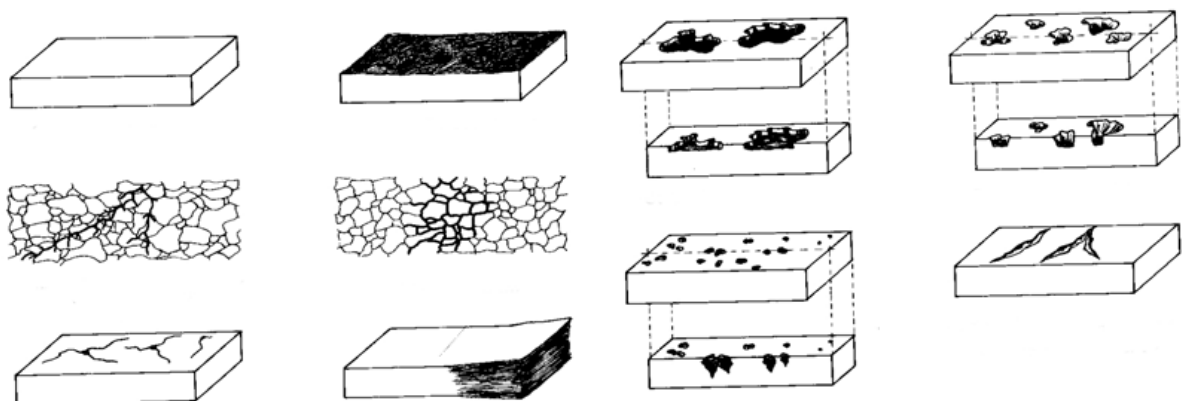


Fig. 80 - Tipos de corrosão - adaptado de AMARAL, C. et al

B.2. – MANUTENÇÃO

B.2.1 – INSPECÇÃO

As inspecções às torres Segundo Carroll, M. et al (2003) devem ser feitas anualmente tendo em mente aumentar o tempo de vida útil da torre, verificar se todas as luzes e aparelhos das torres estão a trabalhar; verificar a integridade estrutural e a segurança da estrutura.

As inspecções às torre são realizadas para determinar se existem deficiências. Quaisquer deficiências determinadas em resultado da inspecção, são corrigidas rapidamente e de acordo com os regulamentos aplicáveis. No caso das torres espiadas há uma série de verificações a executar:

- Verificar as fundações das ancoragens dos cabos, se há fendas ou deslocamentos. Verificar se existe corrosão na ancoragem.
- O cabo deve ser verificado à corrosão, roturas, cortes, dobras ou qualquer outra alteração prejudicial.
- Os esticadores devem ser devidamente ajustados em segurança. As braçadeiras dos cabos devem ser corretamente aplicadas e os parafusos apertados. Verificar se não há escorregamento ou separação do cabo.
- Verificar se as porcas, os parafusos, os grampos e as cavilhas existem onde é suposto e se sim, se estão em boas condições.
- Verificar a tensão dos cabos segundo as recomendações do fabricante e registar as tensões verificadas.

B.2.2. - PREVENÇÃO

A prevenção da corrosão em torres de metálicas pode ser feita a partir de diferentes intervenções, mas a que se tem mostrado mais eficaz é a galvanização. A galvanização consiste na aplicação de uma camada de zinco sobre o aço para protegê-lo contra a corrosão. O termo galvanização é atribuído à interação entre o aço e o zinco, uma vez que em contato com um meio húmido, é criada uma diferença de potencial elétrico entre os metais e ocorre o fluxo de eletrões. Essa corrente é denominada de corrente Galvânica. O metal protegido funciona como cátodo e não tem a sua massa oxidada no processo de redox, chama-se a isso proteção catódica. No caso das torres o material sacrificado é o zinco, que será corroído na superfície da torre, protegendo assim a estrutura. Para isso as peças da torre são imersas num banho de zinco fundido.

Segundo TRAVANCA et al. uma camada de Zinco com 180 microns (1300g/m^2) conduzirá a uma vida útil de 30 anos, para um ambiente não muito agressivo. E que com um mínimo de 250 microns (1800g/m^2 de espessura) se obtém uma vida útil de 50 anos, sem qualquer manutenção. Mas alerta que a prevenção contra a corrosão passa principalmente por pormenores construtivos.

No caso das torres fala-se da selagem das juntas entre troços ou tamponamento das juntas cegas, para evitar a acumulação de água no interior dos perfis tubulares.

ANEXO C:

APRESENTAÇÃO DOS ESFORÇOS PRESENTES NOS ELEMENTOS

Depois de cuidadosamente analisar os dados dos esforços, foi possível concluir que as secções mais castigadas em termos de esforços são aquelas junto à base. Como os elementos da torre são muitos e os dados seriam pouco legíveis, optou-se por apresentar os dados das secções representadas e identificadas na figura abaixo:

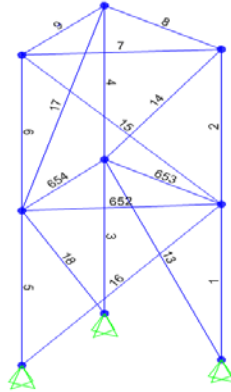


Fig. 81 - Identificação das secções da base, último módulo.

No final de cada tabela apresenta-se a secção mais esforçada, mesmo que em alguns casos essa secção não pertença a este módulo representado na figura 82.

C.1. – ANÁLISE MODAL

Tabela 44 - Rácio de Participação da Massa por Modo

MODO	T	f	fcir	Valor Próprio	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
	Segundos	Ciclos/seg	Rad/seg	Rad ² /seg ²						
1	1,601098	0,62457	3,9243	15,4	0%	0%	0%	0%	0%	78%
2	0,989485	1,0106	6,35	40,322	41%	1%	0%	1%	80%	78%
3	0,989485	1,0106	6,35	40,322	42%	42%	0%	81%	81%	78%
4	0,736581	1,3576	8,5302	72,764	67%	42%	0%	81%	96%	78%
5	0,736581	1,3576	8,5302	72,764	67%	67%	0%	96%	96%	78%
6	0,667513	1,4981	9,4128	88,601	67%	67%	0%	96%	96%	90%
7	0,504394	1,9826	12,457	155,17	82%	67%	0%	96%	99%	90%
8	0,504394	1,9826	12,457	155,17	83%	83%	0%	99%	99%	90%
9	0,420214	2,3797	14,952	223,57	83%	83%	0%	99%	99%	93%
10	0,352072	2,8403	17,846	318,49	87%	83%	0%	100%	100%	93%
11	0,352072	2,8403	17,846	318,49	88%	88%	0%	100%	100%	93%
12	0,306616	3,2614	20,492	419,92	88%	88%	0%	100%	100%	95%
13	0,25569	3,911	24,573	603,85	89%	91%	0%	100%	100%	95%
14	0,25569	3,911	24,573	603,85	92%	92%	0%	100%	100%	95%
15	0,241631	4,1385	26,003	676,17	92%	92%	0%	100%	100%	97%
16	0,199578	5,0106	31,482	991,14	92%	92%	0%	100%	100%	97%
17	0,197454	5,0645	31,821	1012,6	93%	94%	0%	100%	100%	97%
18	0,197454	5,0645	31,821	1012,6	94%	94%	0%	100%	100%	97%
19	0,170701	5,8582	36,808	1354,8	94%	94%	0%	100%	100%	98%
20	0,158384	6,3138	39,671	1573,8	96%	95%	0%	100%	100%	98%

Tabela 45 – Rácio de Participação modal da carga

Tipo	Item	Estático	Dinâmico
		%	%
Aceleração	UX	99,9152	95,6722
Aceleração	UY	99,8851	94,9564
Aceleração	UZ	0,0153	0,008

C.2. – AÇÃO DO VENTO

Tabela 46 - Esforços decorrentes da ação do vento

ID	Ponto	P	V2	V3	T	M2	M3	S11 _{Max}	S11 _{Min}
	m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN/m2	KN/m2
1	2,5	-199,1	-0,2	0,0	0,0	-0,20	0,12	-35238	-43966
2	2,5	-196,4	-0,1	-0,1	0,0	0,25	-0,02	-34096	-44042
3	2,5	-148,8	-0,2	0,0	0,0	0,13	0,21	-24759	-34444
4	2,5	-153,6	0,0	0,1	0,0	-0,17	-0,14	-26197	-34914
5	2,5	-164,0	-0,1	0,0	0,0	0,04	-0,13	-30032	-35219
6	2,5	-163,3	-0,3	0,0	0,0	-0,05	0,29	-26639	-38347
7	2,502	0,3	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	1099	1099
8	2,502	0,1	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	216	216
9	2,502	0,5	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	1467	1467
13	3,537	-4,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	-12618	-12618
14	3,537	2,8	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	8980	8980
15	3,537	-1,9	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	-5929	-5929
16	3,537	1,9	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	6149	6149
17	3,537	-0,6	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	-1935	-1935
18	3,537	0,3	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	1060	1060
652	2,502	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	1412	-2149
653	2,502	0,3	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	2991	-766
654	2,502	0,2	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	2620	-1067
1	2,5	-199,1	-0,2	0,0	0,0	-0,20	0,12	-35238	-43966

C.3. – AÇÃO DOS SISMOS

C.3.1. – RSA

Elemento	Ponto	Caso	P	V2	V3	T	M2	M3	S11Max	S11Min
	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN/m2	KN/m2
1	2,5	RSA-A2	6,3	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	1324,84	1201,51
13	3,53667	RSA-A2	0,6	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	1970,51	1970,51
14	3,53667	RSA-A2	0,6	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	1959,48	1959,48
15	3,53667	RSA-A2	0,4	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	1419,86	1419,86
16	3,53667	RSA-A2	0,5	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	1431,53	1431,53
17	3,53667	RSA-A2	0,2	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	552,27	552,27
18	3,53667	RSA-A2	0,2	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	552,83	552,83
2	2,5	RSA-A2	6,4	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	1339,05	1213,67
3	2,5	RSA-A2	4,6	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	986,13	860,4
4	2,5	RSA-A2	4,7	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	1003,29	878,56
5	2,5	RSA-A2	1,7	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	406,67	281,64
6	2,5	RSA-A2	1,7	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	402,59	275,37
652	2,08467	RSA-A2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	52,45	8,5
653	2,08467	RSA-A2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	65,48	12,53
654	2,08467	RSA-A2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	18,87	6,16
7	2,08467	RSA-A2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	16,64	16,64
8	2,08467	RSA-A2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	18,56	18,56
9	2,08467	RSA-A2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	16,14	16,14
1	2,5	RSA-A1	16,1	0,0	0,0	0,0	0,01	0,01	3344,84	3058,91
13	3,53667	RSA-A1	2,2	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	6869,51	6869,51
14	3,53667	RSA-A1	2,1	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	6686,33	6686,33
15	3,53667	RSA-A1	1,4	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	4504,36	4504,36
16	3,53667	RSA-A1	1,4	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	4592,18	4592,18
17	3,53667	RSA-A1	0,8	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	2525,69	2525,69
18	3,53667	RSA-A1	0,8	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	2632,67	2632,67
2	2,5	RSA-A1	14,8	0,0	0,0	0,0	0,01	0,00	3080,28	2821,62
3	2,5	RSA-A1	12,4	0,0	0,0	0,0	0,01	0,01	2622,83	2323,63
4	2,5	RSA-A1	10,5	0,0	0,0	0,0	0,01	0,00	2223,64	1972,45
5	2,5	RSA-A1	4,0	0,0	0,0	0,0	0,01	0,01	933,58	649,83
6	2,5	RSA-A1	4,4	0,0	0,0	0,0	0,01	0,00	1004,13	729,35
652	2,5016	RSA-A1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	272,59	64,84
653	2,5016	RSA-A1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	384,22	69,84
654	2,5016	RSA-A1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	132,22	18,11
7	2,5016	RSA-A1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	54,83	54,83
8	2,5016	RSA-A1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	134,42	134,42
9	2,5016	RSA-A1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	118,52	118,52
470	2,5	RSA-A1	36,0	0	0	5E-05	0,017	0,011	7557,1	6766,78

C.3.2. – EC8

Tabela 47 - Esforços devidos aos espectros de resposta do EC8

Elemento	Ponto	Caso	P	V2	V3	T	M2	M3	S11Max	S11Min
	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN/m2	KN/m2
1	2,5	EC8-T1	63,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	13204,7	12041,9
13	3,5	EC8-T1	7,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	23844,3	23844,3
14	3,5	EC8-T1	7,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	23284,6	23284,6
15	3,5	EC8-T1	5,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	15844,3	15844,3
16	3,5	EC8-T1	5,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	16119,6	16119,6
17	3,5	EC8-T1	2,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	8548,1	8548,1
18	3,5	EC8-T1	2,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	8879,3	8879,3
2	2,5	EC8-T1	60,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	12557,4	11458,5
3	2,5	EC8-T1	48,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	10182,4	8978,3
4	2,5	EC8-T1	43,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	9188,2	8110,0
5	2,5	EC8-T1	16,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3808,7	2645,5
6	2,5	EC8-T1	17,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3979,9	2834,7
652	2,5	EC8-T1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	939,3	210,8
653	2,5	EC8-T1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1310,4	233,5
654	2,5	EC8-T1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	445,2	65,8
7	2,5	EC8-T1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	199,5	199,5
8	2,5	EC8-T1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	438,7	438,7
9	2,5	EC8-T1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	389,4	389,4
13	3,5	EC8-T2	7,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	24877,9	24877,9
14	3,5	EC8-T2	7,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	24196,2	24196,2
15	3,5	EC8-T2	5,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	16227,5	16227,5
16	3,5	EC8-T2	5,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	16550,0	16550,0
17	3,5	EC8-T2	2,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	9260,6	9260,6
18	3,5	EC8-T2	3,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	9660,6	9660,6
2	2,5	EC8-T2	50,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	10373,7	9521,0
3	2,5	EC8-T2	42,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	9044,5	8030,2
4	2,5	EC8-T2	35,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	7438,6	6615,9
5	2,5	EC8-T2	13,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3144,2	2193,5
6	2,5	EC8-T2	14,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3427,5	2512,1
652	2,5	EC8-T2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	986,0	237,6
653	2,5	EC8-T2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1397,5	255,3
654	2,5	EC8-T2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	485,7	64,3
7	2,5	EC8-T2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	194,3	194,3
8	2,5	EC8-T2	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	492,1	492,1
9	2,5	EC8-T2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	436,0	436,0
469	2.5	EC8-T1	192,3	0,0	0,1	0,0	0,1	0,1	40459,3	36041,4

C.3.3. – SISMOS – ANÁLISE TEMPORAL

Tabela 48 - Elemento mais esforçado para cada um dos Sismos

Elemento	Ponto	Caso	P	V2	V3	T	M2	M3	S11Max	S11Min
			KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN/m2	KN/m2
524	2,5	SIS Caldiran Modal	3,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	681,88	606,15
469	2,5	SIS Kobe M	2,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	426,20	373,90
469	0	SIS Loma Prieta M	0,72	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	151,14	134,72
454	2,5	SIS Chi-Chi M	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,44	0,37

C.4. – COMBINAÇÕES DE AÇÕES**C.4.1.- COMBINAÇÃO S1**

Elemento	Ponto	P	V2	V3	T	M2	M3	S11Max	S11Min
	m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN/m2	KN/m2
1	2,5	500,4	0,3	0,0	0,0	0,5	0,2	110275,4	88829,1
1	2,5	-500,4	-0,3	0,0	0,0	-0,5	-0,2	-88829,1	-110275,4
2	2,5	497,2	0,2	0,3	0,0	0,7	0,2	112572,3	85281,9
2	2,5	-497,2	-0,2	-0,3	0,0	-0,7	-0,2	-85281,9	-112572,3
3	2,5	459,4	0,3	0,0	0,0	0,4	0,5	103013,3	79812,2
3	2,5	-459,4	-0,3	0,0	0,0	-0,4	-0,5	-79812,2	-103013,3
4	0	463,2	0,3	0,2	0,0	0,4	0,5	103871,3	80471,5
4	2,5	-462,1	-0,2	-0,2	0,0	-0,5	-0,5	-78378,2	-105495,7
5	2,5	470,9	0,2	0,0	0,0	0,2	0,5	103238,6	84138,3
5	2,5	-470,9	-0,2	0,0	0,0	-0,2	-0,5	-84138,3	-103238,6
6	2,5	469,6	0,4	0,1	0,0	0,2	0,7	107824,7	79038,4
6	2,5	-469,6	-0,4	-0,1	0,0	-0,2	-0,7	-79038,4	-107824,7
7	1,2508	0,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	34117,1	2437,2
7	1,2508	-0,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2437,2	-34117,1
8	1,2508	0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	34078,8	1823,9
8	1,2508	-0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1823,9	-34078,8
9	1,2508	0,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	34148,2	2839,8
9	1,66773	0,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	30545,3	2839,8
9	1,2508	-0,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2839,8	-34148,2
13	1,76833	6,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	51247,0	19089,0
13	1,76833	-6,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-19089,0	-51247,0
14	1,76833	4,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	47956,2	13478,2
14	1,76833	-4,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-13478,2	-47956,2
15	1,76833	2,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	46877,1	8906,9
15	1,76833	-2,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-8906,9	-46877,1
16	1,76833	3,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	48508,5	9550,6
16	1,76833	-3,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-9550,6	-48508,5
17	1,76833	0,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	46117,2	2943,2
17	1,76833	-0,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2943,2	-46117,2
18	1,76833	0,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	47650,1	2944,6
18	1,76833	-0,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2944,6	-47650,1
652	0	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	23450,6	4333,3
652	0	-0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-4333,3	-23450,6
653	0	0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	23629,1	3102,9
653	0	-0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-3102,9	-23629,1
654	0	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	23512,6	3329,0
654	0	-0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-3329,0	-23512,6
2	2,5	497,2	0,2	0,3	0,0	0,7	0,2	112572,3	85281,9

C.4.2.- COMBINAÇÃO S2

Elemento	Ponto	P	V2	V3	T	M2	M3	S11Max	S11Min
	m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN/m2	KN/m2
1	2,5	473,1	0,2	0,0	0,0	0,6	0,1	105109,1	83160,5
1	2,5	-473,1	-0,2	0,0	0,0	-0,6	-0,1	-83160,5	-105109,1
2	2,5	471,7	0,1	0,3	0,0	0,7	0,2	107255,2	80420,0
2	2,5	-471,7	-0,1	-0,3	0,0	-0,7	-0,2	-80420,0	-107255,2
3	2,5	457,9	0,2	0,0	0,0	0,4	0,5	102531,1	79688,2
3	2,5	-457,9	-0,2	0,0	0,0	-0,4	-0,5	-79688,2	-102531,1
4	2,5	458,6	0,2	0,2	0,0	0,5	0,5	104923,0	77560,1
4	2,5	-458,6	-0,2	-0,2	0,0	-0,5	-0,5	-77560,1	-104923,0
5	2,5	462,0	0,1	0,0	0,0	0,2	0,5	102230,8	81644,5
5	2,5	-462,0	-0,1	0,0	0,0	-0,2	-0,5	-81644,5	-102230,8
6	2,5	461,3	0,4	0,1	0,0	0,2	0,7	105469,1	78104,2
6	2,5	-461,3	-0,4	-0,1	0,0	-0,2	-0,7	-78104,2	-105469,1
7	1,251	0,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	34112,9	2377,6
7	1,251	-0,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2377,6	-34112,9
8	1,251	0,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	34099,1	2170,7
8	1,251	-0,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2170,7	-34099,1
9	1,251	0,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	34124,1	2533,3
9	1,251	-0,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2533,3	-34124,1
13	1,768	3,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	49022,8	11890,1
13	1,768	-3,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-11890,1	-49022,8
14	1,768	2,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	46734,4	8122,4
14	1,768	-2,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-8122,4	-46734,4
15	1,768	1,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	46338,6	5397,6
15	1,768	-1,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-5397,6	-46338,6
16	1,768	2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	48009,3	6559,9
16	1,768	-2,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-6559,9	-48009,3
17	1,768	0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	46063,3	1921,7
17	1,768	-0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1921,7	-46063,3
18	1,768	1,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	47698,8	3649,1
18	1,768	-1,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-3649,1	-47698,8
652	0	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	23467,8	3847,8
652	0	-0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-3847,8	-23467,8
653	0	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	23532,2	3392,9
653	0	-0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-3392,9	-23532,2
654	0	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	23490,2	3469,2
654	0	-0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-3469,2	-23490,2

C.4.3.- COMBINAÇÃO ACIDENTAL: EC8 ST1

Elemento	Ponto	P	V2	V3	T	M2	M3	S11Max	S11Min
	m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN/m2	KN/m2
1	2,5	304,6	0,1	0,0	0,0	0,3	0,1	67021,3	54201,7
1	2,5	-304,6	-0,1	0,0	0,0	-0,3	-0,1	-54201,7	-67021,3
2	2,5	303,0	0,1	0,2	0,0	0,4	0,1	68584,9	51991,4
2	2,5	-303,0	-0,1	-0,2	0,0	-0,4	-0,1	-51991,4	-68584,9
3	2,5	297,1	0,1	0,0	0,0	0,2	0,3	65735,2	52519,7
3	2,5	-297,1	-0,1	0,0	0,0	-0,2	-0,3	-52519,7	-65735,2
4	2,5	296,0	0,1	0,1	0,0	0,3	0,3	67514,4	50289,6
4	2,5	-296,0	-0,1	-0,1	0,0	-0,3	-0,3	-50289,6	-67514,4
5	2,5	294,9	0,1	0,0	0,0	0,1	0,3	64935,3	52423,1
5	2,5	-294,9	-0,1	0,0	0,0	-0,1	-0,3	-52423,1	-64935,3
6	2,5	294,2	0,2	0,0	0,0	0,1	0,4	67005,0	50060,7
6	2,5	-294,2	-0,2	0,0	0,0	-0,1	-0,4	-50060,7	-67005,0
7	1,3	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25241,3	1309,2
7	1,3	-0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1309,2	-25241,3
8	1,3	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25240,7	1296,4
8	1,3	-0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1296,4	-25240,7
9	1,3	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25246,6	1406,0
9	1,3	-0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1406,0	-25246,6
13	1,8	7,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	42863,0	24416,4
13	1,8	-7,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-24416,4	-42863,0
14	1,8	7,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	41440,7	23561,0
14	1,8	-7,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-23561,0	-41440,7
15	1,8	5,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	37668,7	16022,3
15	1,8	-5,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-16022,3	-37668,7
16	1,8	5,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	38847,1	16371,4
16	1,8	-5,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-16371,4	-38847,1
17	1,8	2,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	35155,8	8585,9
17	1,8	-2,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-8585,9	-35155,8
18	1,8	2,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	36362,5	9008,6
18	1,8	-2,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-9008,6	-36362,5
652	0,0	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	17391,2	2213,0
652	0,0	-0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2213,0	-17391,2
653	0,0	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	17432,0	2062,3
653	0,0	-0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2062,3	-17432,0
654	0,0	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	17377,5	2076,7
654	0,0	-0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2076,7	-17377,5
2	2,5	303,0	0,1	0,2	0,0	0,4	0,1	68584,9	51991,4

C.7. – REAÇÕES NA BASE - FUNDAÇÕES

Caso		GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
S1	Max	113,2	0,0	415,9	0,0	11340,0	0,2
S1	Min	-113,2	0,0	-415,9	0,0	-11340,0	-0,2
S2	Max	67,9	0,0	415,9	0,0	6804,0	0,4
S2	Min	-67,9	0,0	-415,9	0,0	-6804,0	-0,4
S:EC8 T1	Max	147,3	2,3	308,1	31,3	17735,9	0,1
S:EC8 T1	Min	-147,3	-2,3	-308,1	-31,3	-17735,9	-0,1

ANEXO D:

CARTAS DE SISMICIDADE ACELERAÇÕES, VELOCIDADES E DESLOCAMENTOS MÁXIMOS.



Fig. 82 - Acelerações máximas para um período de retorno de 1000 anos, com base no estudo experimental usando extrapolação parabólica (cm/s^2)

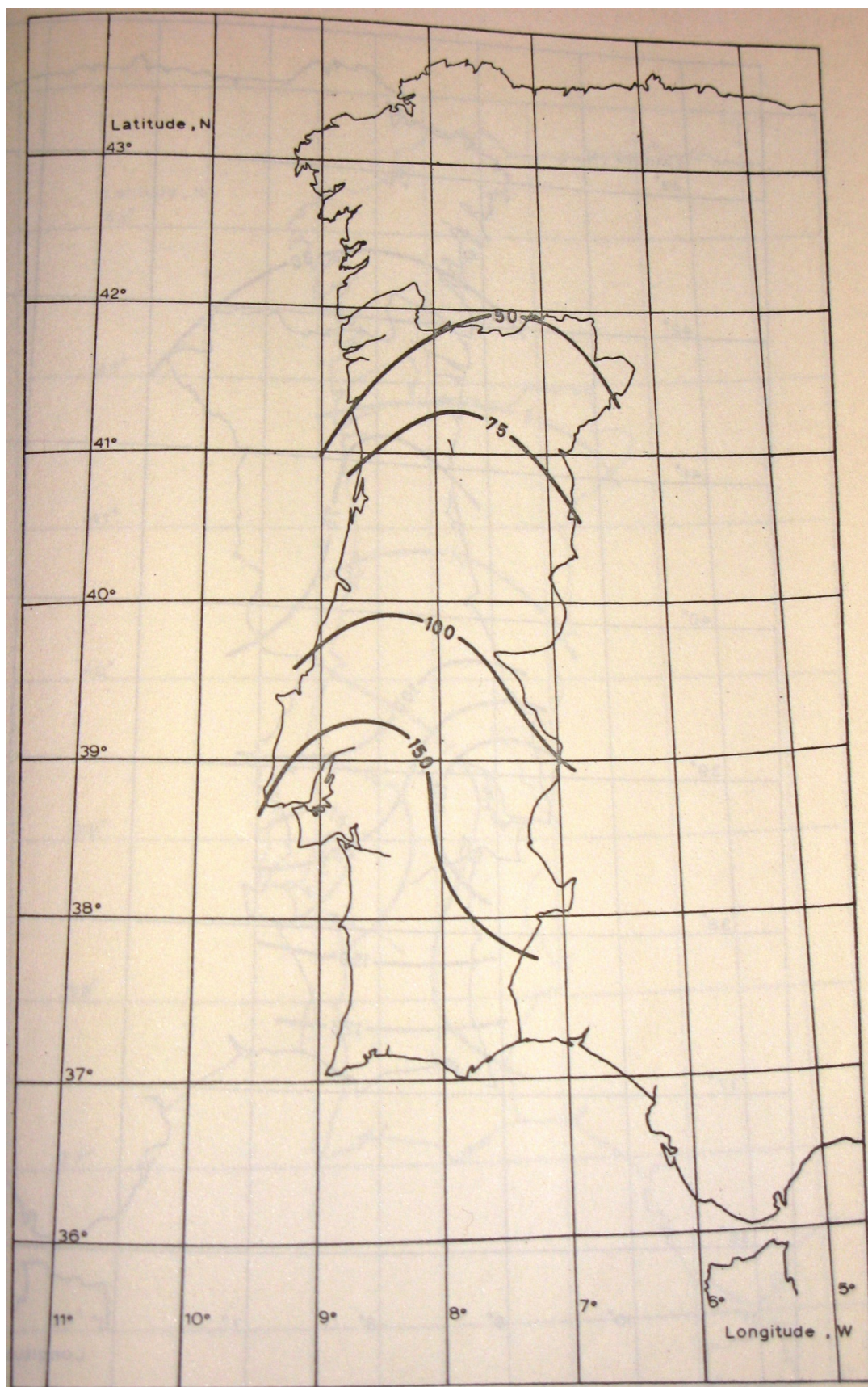


Fig. 83 - Acelerações máximas para um período de retorno de 1000 anos, com base no estudo experimental usando extrapolação parabólica (cm/s²)

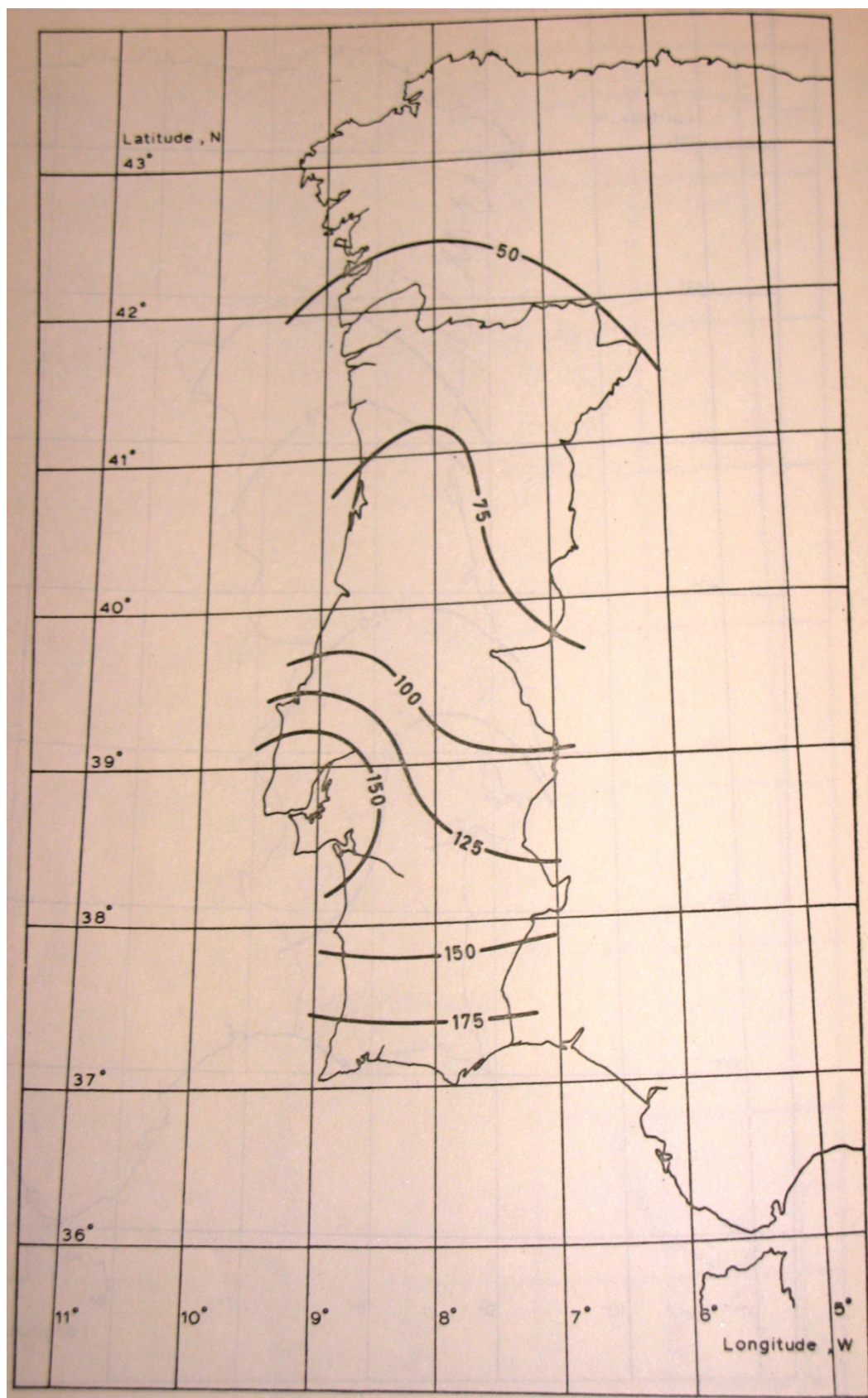


Fig. 84 - Acelerações máximas para um período de retorno de 1000 anos, com base em 13 zonas de geração sísmica (cm/s^2)

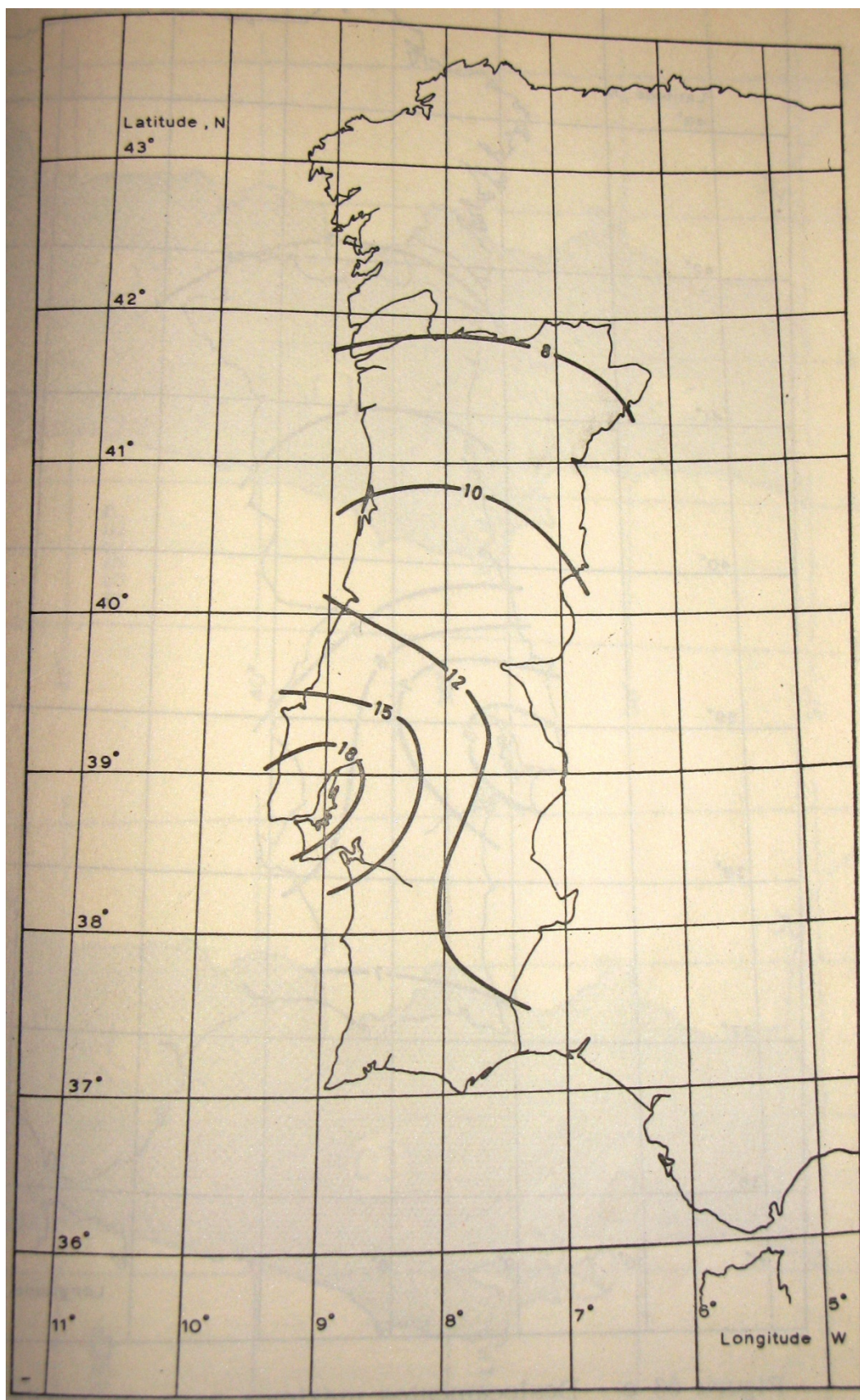


Fig. 85- Velocidades máximas para um período de retorno de 1000 anos, com base no estudo experimental usando extrapolação parabólica (cm/s)

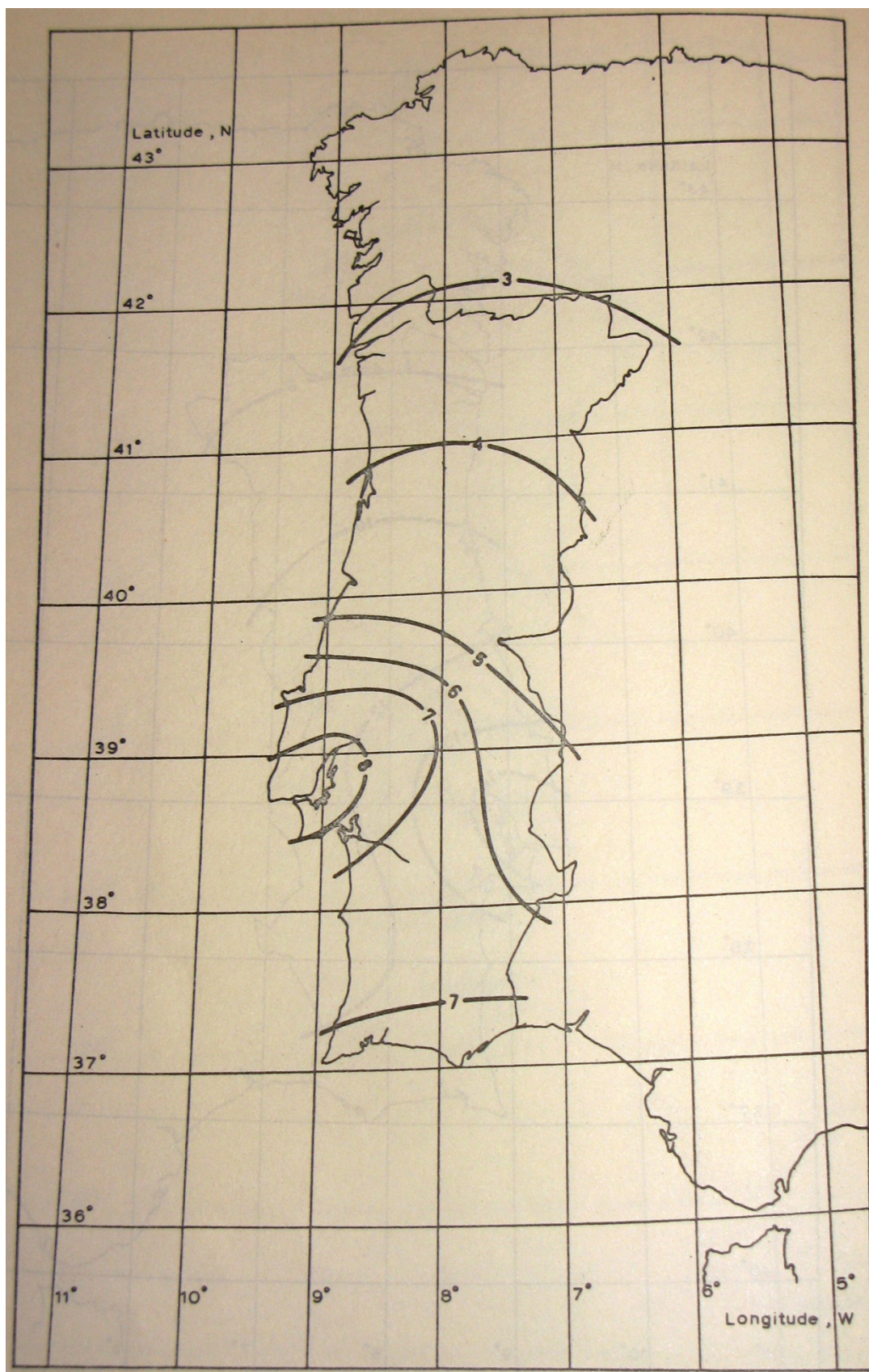


Fig. 86 - Deslocamentos máximas para um período de retorno de 1000 anos, com base no estudo experimental usando extrapolação parabólica (cm)