

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE UM SISTEMA DE AMORTECIMENTO PARA UMA CHAMINÉ

GUSTAVO MIGUEL CAMEIRA DA SILVA OLIVEIRA

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

Orientador: Professora Doutora Elsa de Sá Caetano

Co-Orientador: Professor Doutor Álvaro Alberto de Matos Ferreira da
Cunha

JULHO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

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 - 2010/2011 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.*

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.

A meu Pai
e a minha Mãe

AGRADECIMENTOS

Ao longo deste semestre, muitas foram as pessoas que me ajudaram a terminar o presente trabalho. No entanto, gostaria de expressar o meu especial agradecimento:

- À Professora Doutora Elsa de Sá Caetano, minha orientadora, pela enorme disponibilidade e simpatia que demonstrou ao longo do semestre, pelos conhecimentos que me transmitiu, pela bibliografia que cedeu, e pela revisão cuidada da tese que em muito me ajudou a terminar o presente trabalho;
- Ao Professor Doutor Álvaro Cunha, meu co-orientador, pela amabilidade na cedência de bibliografia e pela transmissão de conhecimentos essenciais para a realização da presente tese;
- Ao Eng. Fernando Bastos, pela disponibilidade que sempre demonstrou ter, pela cedência de um programa para geração de séries de vento e pela bibliografia que me dispensou;
- Aos meus amigos que, pela sua presença e palavras, em muito contribuíram para a execução do presente trabalho;
- Ao meu irmão, pela ânimo que me deu ao longo do semestre e pela animação que proporciona;
- Aos meus pais, a quem tudo devo, pelo seu apoio, amizade, sabedoria e “bom senso”. Um muito obrigado.

RESUMO

O presente trabalho teve como principal objectivo o estudo e dimensionamento de um sistema de controlo passivo para atenuação de vibrações induzidas pelo efeito dinâmico do vento numa chaminé metálica.

O trabalho inicia-se com a apresentação do estado de arte relativo a chaminés metálicas, no qual são descritos os principais problemas associados a este tipo de estruturas.

São apresentados alguns conceitos relacionados com a Engenharia do Vento e uma descrição dos principais tipos de dispositivos para controlo de vibrações em estruturas, sendo dado maior destaque aos amortecedores de massas sintonizadas (TMD's).

De seguida é apresentado o projecto da chaminé metálica, descrevendo-se todas as acções de cálculo e os resultados das análises efectuadas. Tendo por objectivo quantificar as vibrações decorrentes do vento, a estrutura é analisada aos efeitos de rajada, concluindo-se ser necessário introduzir um TMD para atenuação da resposta dinâmica. É ainda referida e analisada a importância dos anéis de rigidez instalados na resposta dinâmica da chaminé.

Por último, dimensiona-se o TMD e simula-se a sua instalação no modelo numérico, recalculando-se a resposta da estrutura à acção dinâmica do vento com a finalidade de avaliar a redução efectiva da resposta dinâmica.

PALAVRAS-CHAVE: chaminés metálicas, vibrações, efeitos dinâmicos do vento, TMDs, controlo de vibrações

ABSTRACT

The purpose of the present work is the study and design of a passive control system to mitigate wind-induced vibrations on a steel chimney.

The study begins with a presentation of the state of art of steel chimneys, in which the main problems associated with this kind of structures are described.

Some concepts related with Wind Engineering are presented as well as a description of the main kind of passive devices for vibration control in structures, the main focus being given to tuned mass dampers (TMD's).

Then the steel chimney project is presented and all the calculation loads and obtained results described. Having as objective to quantify the vibrations resulting from the wind, the structure is analysed at the gust effect, the conclusion being that it is necessary to introduce a TMD to mitigate the dynamic response. The importance of the stiffening rings installed in the dynamic response of the chimney is also referred to and analysed.

Lastly, the TMD is dimensioned and its installation in the numerical model simulated. The response of the structure to the wind dynamic action is recalculated in order to assess the effective reduction of the dynamic response.

KEY WORDS: steel chimneys, vibrations, wind dynamic effects, TMD, vibration control

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1. MOTIVAÇÃO	1
1.1. ORGANIZAÇÃO DA TESE	1
 2. CHAMINÉS METÁLICAS – ESTADO DE ARTE	 3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. PRINCIPAIS MATERIAIS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO	3
2.3. PRINCIPAIS TIPOS DE CHAMINÉS METÁLICAS	6
2.4. PRINCIPAIS PROBLEMAS ASSOCIADOS A CHAMINÉS METÁLICAS	8
2.4.1. ACÇÕES DEVIDO AO PRÓPRIO USO DA CHAMINÉ	9
2.4.2. PROBLEMAS DERIVADOS DE REACÇÕES QUÍMICAS	10
2.4.3. CONDIÇÕES METEOROLÓGICAS (ACÇÕES DEVIDO À ACTUAÇÃO DO VENTO)	10
2.4.3.1. Efeitos Estáticos do Vento em Chaminés Metálicas	11
2.4.3.2. Efeitos Dinâmicos do Vento em Chaminés Metálicas	15
2.5. LOCALIZAÇÃO DE CHAMINÉS	19
2.6. PROBLEMAS DE CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES EM CHAMINÉS METÁLICAS	20
2.7. DISPOSITIVOS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES EM CHAMINÉS METÁLICAS	22
2.7.1. DISPOSITIVOS AERODINÂMICOS PARA ATENUAÇÃO DE VIBRAÇÕES DEVIDO À LIBERTAÇÃO DE VÓRTICES	22
2.7.2. DISPOSITIVOS DE AMORTECIMENTO DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS PELO VENTO	23
2.8. MONITORIZAÇÃO E MANUTENÇÃO DE CHAMINÉS METÁLICAS	25
 3. VENTO ATMOSFÉRICO	 27
3.1. INTRODUÇÃO	27
3.2. NOÇÕES BÁSICAS	27
3.3. VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO	28
3.3.1. PERFIL LOGARÍTMICO	28

3.3.2. PERFIL TIPO POTÊNCIA	30
3.3.3. INTERVALOS DE REGISTO	31
3.3.4. PERÍODO DE RETORNO.....	32
3.4. TURBULÊNCIA ATMOSFÉRICA	34
3.4.1. INTENSIDADE DE TURBULÊNCIA.....	34
3.4.2. ESCALAS INTEGRAIS DE TURBULÊNCIA	35
3.4.3. FUNÇÕES DE DENSIDADE ESPECTRAL DE POTÊNCIA DAS FLUTUAÇÕES LONGITUDINAIS.....	37
3.4.4. ESPECTRO CRUZADO DAS FLUTUAÇÕES LONGITUDINAIS.....	41
3.4.5. FACTOR DE RAJADA	42
3.5. COMPORTAMENTO AERODINÂMICO DE CORPOS ESBELTOS.....	42
3.5.1. PARÂMETROS ADIMENSIONAIS	43
3.5.1.1. Número de Reynolds.....	43
3.5.1.2. Número de Strouhal	43
3.5.1.3. Número de Scruton.....	43
3.5.2. COEFICIENTES DE FORÇA.....	44
3.5.2.1. Relação entre o Coeficiente de Arrastamento e o Número de Reynolds	44
3.5.3. FORÇAS AERODINÂMICAS NUMA SECÇÃO.....	46
3.5.3.1. Corpo Fixo Imerso num Escoamento Uniforme	46
3.5.3.2. Corpo Oscilante Imerso num Escoamento Turbulento	48
3.5.4. AMORTECIMENTO AERODINÂMICO.....	51
3.6. FENÓMENOS AEROELÁSTICOS	53
3.6.1. “LOCK-IN” (LIBERTAÇÃO DE VÓRTICES EM RESSONÂNCIA COM A ESTRUTURA)	53
3.6.2. OVALIZAÇÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL DEVIDO A EFEITOS DINÂMICOS.....	56
3.6.3. GALOPE	62

4. DISPOSITIVOS PARA CONTROLO DE VIBRAÇÕES EM ESTRUTURAS	63
4.1. INTRODUÇÃO	63
4.2. DISPOSITIVOS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES	63
4.2.1. SISTEMAS ACTIVOS.....	63
4.2.1.1. Amortecedores de Massas Activas	63
4.2.1.2. Sistemas de Cabos Activos.....	64
4.2.2. SISTEMAS SEMI-ACTIVOS	64

4.2.2.1. Sistemas de Rigidez Variável.....	65
4.2.3. SISTEMAS HÍBRIDOS	65
4.2.4. SISTEMAS PASSIVOS.....	66
4.2.4.1. Amortecedores Viscosos.....	66
4.2.4.2. Amortecedores Viscoelásticos	68
4.2.4.3. Amortecedores por Atrito.....	68
4.2.4.4. Isolamento de Base.....	69
4.2.4.5. Amortecedores de Massas Sintonizadas (TMD).....	70
4.2.4.6. Amortecedores de Líquido Sintonizado (TLD)	71
4.3. AMORTECEDOR DE MASSAS SINTONIZADAS (TMD).....	72
4.3.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS.....	72
4.3.2. DIMENSIONAMENTO PARA ACÇÕES HARMÓNICAS	73
4.3.2.1. Dimensionamento de um Supressor de Vibrações.....	73
4.3.2.2. Dimensionamento de um TMD para uma Estrutura Sem Amortecimento.....	78
4.3.2.3. Dimensionamento de um TMD para uma Estrutura Com Amortecimento	85
4.3.3. DIMENSIONAMENTO PARA ACÇÕES NÃO HARMÓNICAS.....	90
4.3.3.1. Dimensionamento de um TMD para a Acção Sísmica	90
4.3.3.2. Resultados Obtidos com a Utilização de um TMD Para a Acção Sísmica	90
4.3.4. IMPORTÂNCIA DE UMA RIGOROSA AFINAÇÃO	92
 5. PROJECTO DA CHAMINÉ METÁLICA.....	 95
5.1. INTRODUÇÃO	95
5.2. CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA.....	95
5.2.1. RESUMO	95
5.2.2. DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DA ESTRUTURA	96
5.2.2.1. Chaminé	96
5.2.2.2. Câmara de Condução de Gases.....	98
5.2.2.3. Estrutura de Travamento Exterior	100
5.3. CARACTERÍSTICAS DAS CARGAS DE PROJECTO	100
5.3.1. CARGAS PERMANENTES.....	101
5.3.2. CARGAS VARIÁVEIS	101
5.3.3. EFEITOS DA TEMPERATURA.....	101
5.3.4. EFEITOS DA ACÇÃO DO VENTO	101

5.3.4.1. Coeficiente Estrutural	105
5.3.4.2. Coeficiente de Força para a Chaminé.....	106
5.3.4.3. Cálculo do Coeficiente de Força para a Estrutura de Travamento Exterior	107
5.3.4.4. Cargas Devidas à Acção do Vento.....	109
5.3.5. IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICA REGULAMENTAR.....	110
5.3.6. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES	111
5.4. MATERIAIS	112
5.5. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA ESTRUTURA	115
5.5.1. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS.....	115
5.5.1.1. Elementos de Casca	115
5.5.1.2. Elementos de Viga	116
5.5.1.3. Elementos de Barra.....	116
5.5.2. LIGAÇÕES UTILIZADAS NA MODELAÇÃO	116
5.5.2.1. Ligações ao Exterior.....	116
5.5.2.2. Ligações da Estrutura de Travamento Exterior à Chaminé	118
5.5.3. VALIDAÇÃO DO MODELO RELATIVO AO CORPO CILÍNDRICO	118
5.6. INTRODUÇÃO DE ANÉIS DE RIGIDEZ NA CHAMINÉ (VERIFICAÇÃO AO ENFUNAMENTO).....	121
5.6.1. VERIFICAÇÃO AO ENFUNAMENTO DAS CHAPAS DA CHAMINÉ COM NERVURAS DE RIGIDEZ.....	121
5.6.1.1. Verificação ao Enfunamento das Chapas da Chaminé com Nervuras Horizontais e Verticais...	121
5.6.1.2. Verificação ao Enfunamento das Chapas da Chaminé com Nervuras Horizontais.....	125
5.6.2. CÁLCULO DA INÉRCIA DAS NERVURAS DE RIGIDEZ PARA CONTROLO DO ENFUNAMENTO	126
5.6.2.1. Cálculo das Nervuras de Rigidez Verticais	126
5.6.2.2. Cálculo das Nervuras de Rigidez Horizontais	127
5.7. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA CHAMINÉ – RESULTADOS OBTIDOS E ESQUEMA ESTRUTURAL	128
5.7.1. RESUMO	128
5.7.2. RESULTADOS OBTIDOS.....	129
5.7.2.1. Análise de Elementos de barra/ viga.....	129
5.7.2.2. Ligações Ovalizadas	130
5.7.2.3. Análise de Elementos de Casca.....	131
5.7.2.4. Análise da Estrutura à Encurvadura.....	131
5.7.3. ESQUEMA ESTRUTURAL.....	134
5.7.3.1. Chaminé	134

5.7.3.2. Câmara de Condução de Gases.....	136
5.7.3.3. Elementos da Ligação Chaminé/Câmara de Condução de Gases	136
5.7.3.4. Estrutura de Travamento Exterior	138

6. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA ESTRUTURA..... 141

6.1. INTRODUÇÃO	141
6.1.1. DEFINIÇÃO DOS DOIS MODELOS ESTUDADOS.....	141
6.1.2. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DA ESTRUTURA.....	142

7. ANÁLISE QUASI-ESTACIONÁRIA DOS EFEITOS DE RAJADA SOBRE A CHAMINÉ..... 145

7.1. INTRODUÇÃO	145
7.2. GERAÇÃO ARTIFICIAL DE SÉRIES TEMPORAIS DE VELOCIDADES DE VENTO	145
7.3. CÁLCULO DE SÉRIES TEMPORAIS DE FORÇAS AERODINÂMICAS	148
7.3.1. CÁLCULO DA PARCELA CORRESPONDENTE À ACÇÃO DINÂMICA DO VENTO	148
7.3.2. METODOLOGIA DO CÁLCULO DA RESPOSTA DINÂMICA	149
7.3.3. CÁLCULO DO AMORTECIMENTO	150
7.3.3.1. Amortecimento Estrutural.....	150
7.3.3.2. Amortecimento Aerodinâmico	150
7.3.4. RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DE SÉRIES TEMPORAIS.....	152
7.4. CÁLCULO DE POSSÍVEIS EFEITOS DE LIBERTAÇÃO DE VÓRTICES	162
7.5. DIMENSIONAMENTO DO TMD	163
7.5.1. CÁLCULO TEÓRICO DOS VALORES DE DIMENSIONAMENTO ÓPTIMO DO TMD	163
7.5.2. INTRODUÇÃO DO TMD NO MODELO NUMÉRICO	167
7.5.3. RESULTADOS OBTIDOS	170
7.6. ANÁLISE DOS EFEITOS DE LIBERTAÇÃO DE VÓRTICES NA ESTRUTURA EQUIPADA COM TMD	173
7.6.1. ANÁLISE DA NECESSIDADE DE VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA A EFEITOS DE LIBERTAÇÃO DE VÓRTICES..	173
7.6.2. CÁLCULO DA ACÇÃO DE DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES SEGUNDO O MODELO 1 DO EN1991-1-4	174
7.6.3. CÁLCULO DA ACÇÃO DE DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES SEGUNDO O MODELO 2 DO EN1991-1-4	177
7.7. DIMENSIONAMENTO DO TMD PARA A ESTRUTURA	180

8. Considerações Finais e Desenvolvimentos Futuros..... 185

8.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS 185

8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS..... 186

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1– Chaminé industrial que conjuga betão armado e aço: a) modelo de elementos finitos da estrutura; b) fotografia, durante a construção, da base em betão armado [2].....	4
Figura 2.2 – Ilustração do esquema de funcionamento de uma chaminé solar [5]	4
Figura 2.3 – Modo de funcionamento diurno e nocturno dos colectores [5]	5
Figura 2.4 – Fotografia da chaminé solar em Manzanares, Espanha [3]	5
Figura 2.5 – Diferentes tipos de configuração de chaminés metálicas [7]: a) self-supporting mutil-flue; b) self-supporting single flue; c) chaminé com dupla camada; d) do tipo guyed; e) stayed com três condutas interiores; f) stayed (com uma configuração diferentes da anterior) com quatro condutas interiores; g) do tipo bracketed	8
Figura 2.6 – Fotografias do revestimento derretido: a) após parcial desmatagem; b) fotografia a partir do interior.....	9
Figura 2.7 – Acidente ocorrido na estação de produção de energia Ferrybridge.....	11
Figura 2.8 – Esquema representativo da evolução da velocidade do vento em altura (diferenciando a parcela média e turbulenta do vento) [13].....	12
Figura 2.9 – Esquema de pressões e de deformações devido ao terceiro termo da expressão (2.6) .	13
Figura 2.10 – Esquema de pressões e de deformações de uma estrutura cilíndrica por acção do vento (com ovalização estática da sua secção)	14
Figura 2.11 – Esquema descritivo do cálculo da inércia dos anéis de rigidez [7]	14
Figura 2.12 – Esquema de libertação de vórtices num cilindro [13]	16
Figura 2.13 – Fendas ao longo de três chaminés devido a efeitos de “vortex shedding” no primeiro e segundo modos de vibração [18]	17
Figura 2.14 – Fotografia de uma fenda junto a um elemento soldado	17
Figura 2.15 – Esquema do mecanismo de ovalização da secção de uma chaminé [19]	18
Figura 2.16 – Evolução da velocidade do vento em altura, para as diferentes rugosidades definidas pelo Eurocódigo [13]	20
Figura 2.17 – Fotografias de fendas surgidas em zonas de elevadas concentração de tensões.....	21
Figura 2.18 – Fendas numa zona de descontinuidade [20]: a) esquema ilustrativo da sua localização; b) modelo de elementos finitos demonstrando os focos de concentração de tensões	21
Figura 2.19 – Fotografias de um ensaio em túnel de vento de um cilindro sem alhetas (a)) e com alhetas (b). Atente-se no diferente escoamento que surge na esteira do cilindro.....	22
Figura 2.20 – Diferentes configurações aerodinâmicas de dispositivos de redução de vibração por libertação de vórtices em estruturas com secção circular [22]	22
Figura 2.21 – Diferentes tipos de amortecedores passivos [11]: a) através de um amortecedor ligado a uma estrutura adjacente; b) através de cabos pré-tensionados com um amortecedor embutido; c) através de funcionamento em pêndulo de uma massa e amortecimento através de fricção; d) através de cabos com uma massa e um elemento de fricção; e) através de amortecedores de coluna líquida sintonizada; f) através de funcionamento em pêndulo de amortecedor de massas sintonizadas.....	24
Figura 3.1 – Variação em altura da velocidade média do vento em zonas rurais e urbanas [6]	28
Figura 3.2 – Situação em que, devido à proximidade dos elementos de rugosidade, o perfil logarítmico sofre uma translação (deslocamento nulo)	30

Figura 3.3 – Comparação entre os perfis logarítmico e tipo potência (para um terreno de categoria I do EN 1991-1-4 [8])	31
Figura 3.4 – Probabilidade P de um valor com período de retorno R ser ultrapassado durante um intervalo de tempo L [6]	33
Figura 3.5 – Função de autocorrelação, segundo Harris (1970) [1]	36
Figura 3.6 – Valores de C e m como função da escala de rugosidade	37
Figura 3.7 – Espectro obtido por Van der Hoven [7, 10]	38
Figura 3.8 – Espectro reduzidos de potência das flutuações longitudinais da velocidade do vento segundo Davenport, Harris, Kaimal, Simiu e Von Karman a uma cota de 10m [7]	40
Figura 3.9 – Dependência do coeficiente de arrastamento com o número de Reynolds [7]	44
Figura 3.10 – Caracterização do escoamento para diferentes valores de número de Reynolds [5, 7]	46
Figura 3.11 – Secção transversal fixa de uma estrutura esbelta genérica [6]	46
Figura 3.12 – Secção transversal oscilante de uma estrutura esbelta genérica [6]	48
Figura 3.13 – Variações de $\delta \bar{U}$ e $\delta \alpha$ [6]	49
Figura 3.14 – Direcção das vibrações alternadas de uma chaminé sobre o efeito de “vortex shedding”	53
Figura 3.15 – Caracterização do fenómeno de lock-in [3, 7]	54
Figura 3.16 – Dependência do número de Strouhal em relação ao número de Reynolds	54
Figura 3.17 – a) evolução do rácio δ_a^T / δ_a^s com o aumento da intensidade de turbulência (em que o símbolo T se refere a um escoamento turbulento e s a um escoamento estacionário); b) evolução do número de Scruton em relação à intensidade de turbulência [1]	55
Figura 3.18 – Resultados obtidos para os modos de vibração por ovalização do estudo presente em [15]	56
Figura 3.19 – Hipótese de ovalização induzida pela libertação de vórtices [12]	57
Figura 3.20 – Esquema descrito em [14] para suprimir a formação de vórtices	57
Figura 3.21 – Valore de r obtidos em quatro ensaios diferentes [16]	59
Figura 3.22 – representação da orientação da secção transversal segundo o valor do amortecimento aerodinâmico (representado por $\text{Im}(f)$)	60
Figura 3.23 – Vibrações na secção transversal: a) num regime uniforme; b) num regime turbulento .	61
Figura 3.24 – Relação entre velocidade do escoamento e amplitude das vibrações (A) para diferentes modos de vibração (resultados teóricos/ resultados experimentais)	61
Figura 4.1– Esquema de funcionamento de um AMD	64
Figura 4.2 – Esquema simplificado de uma ponte atirantada com um sistema de cabos activos instalado	64
Figura 4.3 – Representação esquemática de um sistema AVSD	65
Figura 4.4 - Edifício do Kajima Technical Research Institute e respectivo AVSD [3]	65

Figura 4.5 – Exemplo do HMD instalado (b) na torre de controlo de aeroporto ATC (a), na Coreia [5].	66
Figura 4.6 – Esquema de um amortecedor viscoso (a) e da integração deste numa estrutura em pórtico.....	67
Figura 4.7 – Amortecedores viscosos: a) na ponte pedonal em Minden [3]; b) no estádio de Basebol Pacific Northwets [7].....	67
Figura 4.8 – Representação esquemática de um amortecedor viscoelástico	68
Figura 4.9 – a) Esquema ilustrativo da constituição de um amortecedor por atrito [2]; b) exemplo de aplicação deste tipo de amortecedor numa torre de transmissão no Japão [8]	69
Figura 4.10 – Esquema ilustrativo de funcionamento de uma estrutura em pórtico dotada de um isolamento de base	69
Figura 4.11 – Diferentes configurações de TMD's possíveis: a) em pêndulo; b) por translação [9]	70
Figura 4.12 – Fotografia de um pormenor de um sistema TMD numa chaminé metálica.....	71
Figura 4.13 – Esquema de funcionamento de um TLCD.....	71
Figura 4.14 – Representação do sistema TLCD presente na Millenium Tower, no Japão.	72
Figura 4.15 – Modelo teórico de um supressor de vibrações	73
Figura 4.16 – Amplitude dos deslocamentos da massa da estrutura (m_s) com e sem supressor de vibrações [13]	77
Figura 4.17 – Gamas de frequências controladas por um supressor com $\mu=0.10$ e por um supressor com $\mu=0.25$	77
Figura 4.18- Variação de gama de frequências controladas pelo supressor devido à variação do valor de μ	78
Figura 4.19 – Modelo teórico de introdução de um TMD numa estrutura sem amortecimento	78
Figura 4.20 - Amplitude do movimento da massa m_s para $q=0.95$ e $\mu=0.15$, considerando diferentes valores de ξ_T [13].....	81
Figura 4.21 - Amplitude do movimento da massa m_s para $q=0.85$ e $\mu=0.15$, considerando diferentes valores de ξ_T [13].....	82
Figura 4.22 - Amplitude do movimento da massa m_s para $\mu=0.15$ e $\xi_T=0.192$, considerando valor óptimo de q [13]	84
Figura 4.23 - Modelo teórico de introdução de um TMD numa estrutura com amortecimento	85
Figura 4.24 – Amplitude do movimento da massa m_s para $\mu=0.20$, $\xi_T=0.01$ e $q=0.85$, considerando diferentes valores de ξ_T	86
Figura 4.25 – Amplitude do movimento da massa m_s para $\mu=0.20$, $\xi_T=0.10$ e $q=0.85$, considerando diferentes valores de ξ_T	87
Figura 4.26 – Curvas de amplificação máxima do deslocamento da massa m_s	88

Figura 4.27 – Curvas de determinação de q_{opt}	88
Figura 4.28 – curvas de determinação de $\xi_{T,opt}$	89
Figura 4.29 – Curvas de amplificação máxima do deslocamento relativo entre o TMD e a estrutura .	89
Figura 4.30 – Espectros de potência utilizados na geração da acção sísmica [17]	91
Figura 4.31 – Curvas de máxima amplificação	93
Figura 4.32 – Função de resposta em frequência de uma chaminé: Caso 1 – sem TMD; Caso 2 – com TMD mal sintonizado; Caso 3 – TMD bem sintonizado [18]	93
Figura 5.1 – Vista isométrica da chaminé	95
Figura 5.2 – Alçado da chaminé	96
Figura 5.3 – Esquema ilustrativo da localização das plataformas	98
Figura 5.4 - Desenhos da estrutura referentes à cota a partir da qual se modelou a chaminé: a) Alçado da câmara de condução de gases e arranque da chaminé; b) Vista lateral da câmara.....	99
Figura 5.5 – Desenho esquemático da estrutura de travamento exterior	100
Figura 5.6 – Perfil logarítmico médio das velocidades (segundo [3])	103
Figura 5.7 – Evolução da intensidade de Turbulência em altura (segundo [3]).....	104
Figura 5.8 – ilustração do valor de z_s	105
Figura 5.9 – Coeficiente de força $c_{f,0}$ para cilindros de base circular sem livre escoamento em torno das extremidades e para diferentes valores da rugosidade equivalente k/b	106
Figura 5.10 – Definição do índice de cheios ϕ	108
Figura 5.11 – Valores indicativos do coeficiente de efeitos de extremidade ψ_λ , em função do índice de cheios ϕ e da esbelteza λ	109
Figura 5.12 - Factores de redução para a relação tensão-extensão do aço carbono a temperaturas elevadas [5]	114
Figura 5.14 - Vista isométrica do pormenor das ligações ao exterior utilizadas	117
Figura 5.13 - Esquema em planta de colocação das ligações exteriores (câmara de condução de gases e estrutura de travamento exterior).....	117
Figura 5.15 - Pormenor de uma das ligações estrutura de travamento exterior-chaminé - (assinalado nas figuras): a) sem os elementos de barra/ viga materializados; b) com estes elementos materializados.....	118
Figura 5.16 – Corpo cilíndrico em estudo com 294 elementos finitos	119
Figura 5.17 – Ilustração explicativa dos parâmetros $h1$ e $h2$ [3].....	120
Figura 5.18 – Representação gráfica do coeficiente α	121
Figura 5.19 – Chaminé metálica com nervuras de rigidez verticais e horizontais	122
Figura 5.20 – Esquema ilustrativo para explicitação do coeficiente ψ	123

Figura 5.21 – Cálculo da tensão média num painel.....	123
Figura 5.22 – Pormenor explicativo das nervuras verticais existentes na ligação chaminé – câmara de condução de gases	125
Figura 5.23 – Esquema ilustrativo de uma chapa metálica com nervura vertical [8].....	127
Figura 5.24 – Barras existentes na ligação chaminé – câmara de condução de gases com tensões muito elevadas (a) vista frontal; b) vista lateral).....	129
Figura 5.25 – Exemplo de uma chapa metálica com um furo ovalizado na qual seria ligado um perfil metálico [11]	130
Figura 5.26 – 1º modo de deformação por encurvadura da combinação 3.....	133
Figura 5.27 – Esquema da disposição dos anéis de rigidez.....	135
Figura 5.28 – Esquema da disposição das nervuras verticais.....	135
Figura 5.29 – Desenho de um alçado da câmara de condução de gases (vista segundo X)	136
Figura 5.30 - Desenho de um alçado da câmara de condução de gases (vista segundo Y)	136
Figura 5.31 – Elementos de viga (constituídos por perfis IPE300) na zona de contacto chaminé/câmara de condução de gases (elementos a vermelho)	137
Figura 5.32 – Perfis metálicos introduzidos com o objectivo de conferir maior rigidez à flexão da chaminé (elementos a vermelho)	137
Figura 5.33 – Perfis metálicos no topo da câmara.....	137
Figura 5.34 - Elementos de viga na zona de contacto chaminé/câmara de condução de gases	138
Figura 5.35 - Perfis metálicos introduzidos com o objectivo de introduzir maior rigidez à flexão da chaminé	138
Figura 5.36 - Estrutura de travamento exterior: a) perfis assinalados correspondem a B 273*8.8 b) perfis assinalados correspondem a HEA 240	139
Figura 5.37 – Perspectiva do modelo numérico final	139
Figura 6.1 – a) 1º modo de deformação do modelo A e B (as configurações do modo são semelhantes); b) 6º modo de deformação do modelo A (1º de ovalização).....	143
Figura 6.2 – Modos fundamentais de um modelo com anéis de rigidez de inércia muito reduzida: a) 1º modo de flexão; b) 1º modo de ovalização	144
Figura 7.1– Localização dos pontos para os quais foram geradas séries temporais de velocidades do vento: a)segundo direcção X e b) Y	146
Figura 7.2 – Séries temporais das flutuações longitudinais da velocidade do vento nos pontos à cota +31,7 m (a) e +80,0 m (b)	147
Figura 7.3 – Erro quadrático médio em função do número de simulações realizadas [1].....	148
Figura 7.4 – Função modeladora do início e final da série temporal	149
Figura 7.5 – Mapas de migração de tensões e localização dos pontos estudados estudados: a) incidência do vento segundo X; b) e segundo Y.....	153

Figura 7.6 – Deslocamentos na secção do topo devido à parcela turbulenta do vento na direcção de actuação do mesmo para o modelo A.....	153
Figura 7.7 – Acelerações na secção do topo na direcção de actuação do vento para o modelo A ...	154
Figura 7.8 - Deslocamentos na secção do topo devido à parcela turbulenta do vento na direcção transversal à actuação do mesmo para o modelo A.....	154
Figura 7.9 - Acelerações na secção do topo na direcção transversal à actuação do vento para o modelo A.....	155
Figura 7.10 – Tensões na base da chaminé tendo em conta uma actuação do vento segundo Y, para o modelo A.....	155
Figura 7.11 – Deslocamentos na secção do topo devido à parcela turbulenta do vento na direcção de actuação do mesmo para o modelo B.....	156
Figura 7.12 – Acelerações na secção do topo na direcção de actuação do vento para o modelo B.	156
Figura 7.13 - Deslocamentos na secção do topo devido à parcela turbulenta do vento na direcção transversal à actuação do mesmo para o modelo B.....	157
Figura 7.14 - Acelerações na secção do topo na direcção transversal à actuação do vento para o modelo B.....	157
Figura 7.15 – Tensões (em MPa) na base da chaminé tendo em conta uma incidência do vento segundo Y para o modelo B.....	157
Figura 7.16 – Funções de densidade espectral para uma incidência do vento segundo X: deslocamento na direcção de incidência do vento para o modelo A (a) e B (b); deslocamento na direcção transversal à incidência do vento para o modelo A (c) e modelo B (d).....	161
Figura 7.17 – Ilustração do esquema estrutural do TMD estudado.....	164
Figura 7.18 – Referencial adoptado para as barras de ligação entre a chaminé e o TMD (vista de topo).....	167
Figura 7.19 – Exemplo do mecanismo para evitar a interferência de actuação do TMD nas duas direcções	168
Figura 7.20 – 1º e 2º modo de flexão (segundo X) do modelo B com o TMD, respectivamente, a) e b). Os modos de flexão segundo Y possuem uma configuração semelhante	169
Figura 7.21 – Função de densidade espectral dos deslocamentos segundo a direcção X do modelo B equipado com o TMD	172
Figura 7.22 – Valor básico do coeficiente de força lateral ($c_{lat,0}$) em função do número de Reynolds [3].....	175
Figura 7.23 – Ilustração do comprimento de correlação efectivo para o primeiro modo de flexão de uma estrutura em consola [3].....	176
Figura 7.24 – Esquema ilustrativo do TMD dimensionado.....	182
Figura 7.25 – Tensões (valores característicos) geradas pela introdução do TMD na chaminé metálica	183

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Lista das chaminés mais altas do mundo	6
Tabela 3.1 – Valores do coeficiente $c(T)$ [5]	32
Tabela 3.2 – Valores de β tendo em conta a escala de rugosidade (z_0).....	35
Tabela 4.1– Características do pórtico e dos TMD' utilizados	91
Tabela 4.2 – Resultados obtidos das simulações numéricas com e sem TMD [17]	92
Tabela 5.1– Variação da espessura da chapa da chaminé em altura.....	97
Tabela 5.2 – Dimensões e cotas das diferentes plataformas existentes na chaminé	97
Tabela 5.3 – Categorias de terreno presentes no EN 1991-1-4 [3]	102
Tabela 5.4 – Parâmetros caracterizadores do perfil médio de velocidades do vento (segundo [3]) ..	103
Tabela 5.5 – Resultados obtidos no cálculo do coeficiente c_s, c_d	106
Tabela 5.6 – Rugosidades superficiais equivalentes k	107
Tabela 5.7 – Valores de λ recomendados para perfis com arestas vivas e estruturas treliçadas [3]	108
Tabela 5.8 – Resultados obtidos para uma análise dos coeficientes de força para a estrutura de travamento.....	109
Tabela 5.9 – Valores de carga devido à acção do vento.....	110
Tabela 5.10 – Desvios laterais regulamentares de acordo com os diferentes documentos	111
Tabela 5.11 – Desvios laterais regulamentares para o modelo de acordo com os diferentes documentos.....	111
Tabela 5.12 – Combinações de acções.....	111
Tabela 5.13 – Valores de cálculo das acções [4].....	112
Tabela 5.14 – Definição das Classes de Confiança	112
Tabela 5.15 – Características padrão do aço S235.....	113
Tabela 5.16 – Factores de redução para a relação tensão-extensão do aço carbono a temperaturas elevadas [5]	114
Tabela 5.17 – Factores de redução e características do aço S235 a uma temperatura de 170°C	115
Tabela 5.18 – Valores referentes às características do corpo cilíndrico em estudo	119
Tabela 5.19 – Valores da frequência fundamental obtidos através das três vias de cálculo	120
Tabela 5.20 – Valores de tensão normal e de corte no painel e caso de carga mais gravoso	124
Tabela 5.21 – Resultados obtidos para a chaminé com nervuras verticais e horizontais	124
Tabela 5.23 - Valores de tensão normal e de corte no painel e caso de carga mais gravoso	126
Tabela 5.23 – Resultados obtidos para a chaminé com nervuras horizontais	126

Tabela 5.24 – Dimensões das nervuras verticais	127
Tabela 5.25 – Dimensões das nervuras horizontais	128
Tabela 5.26 – Valores adoptados para os coeficientes parciais de segurança.....	128
Tabela 5.27 – Resultados obtidos para as barras/ vigas mais esforçadas.....	130
Tabela 5.28 – Resultados obtidos para as chapas metálicas	131
Tabela 5.29 – Valores de α_{cr} obtidos para o 1º modo de encurvadura	132
Tabela 5.31 - Valores de α_{cr} obtidos para o 1º modo de encurvadura com majoração das cargas laterais através do coeficiente $C_{\alpha_{Cr}}$	133
Tabela 5.31 – Espessuras finais das chapas metálicas da chaminé	134
Tabela 6.1– Descrição da inércia dos diferentes anéis de rigidez.....	141
Tabela 6.2 – Frequências naturais e respectivas configurações modais da estrutura para os diferentes modelos	142
Tabela 7.1– Valores obtidos para o amortecimento aerodinâmico: utilizados e definidos em [3]	151
Tabela 7.2 - Valores obtidos para o amortecimento global: utilizados e definidos em [3]	152
Tabela 7.3 – Valores do deslocamento devido à componente estática do vento para os modelos A e B	158
Tabela 7.4 – Resultados obtidos para os deslocamentos máximos absolutos para actuação do vento segundo X.....	158
Tabela 7.5 – Resultados obtidos para os deslocamentos máximos absolutos para actuação do vento segundo Y.....	159
Tabela 7.6 – Resultados obtidos para acelerações máximas absolutas para actuação do vento segundo X.....	159
Tabela 7.7 – Resultados obtidos para acelerações máximas absolutas para actuação do vento segundo Y.....	160
Tabela 7.8 – Tensões [MPa] na base da chaminé para o modelo A e B.....	160
Tabela 7.9 – Resultados de análise da libertação de vórtices por modos de vibração por flexão para o modelo A.....	163
Tabela 7.10 – Resultados de análise da libertação de vórtices por modos de vibração por flexão para o modelo B.....	163
Tabela 7.11 – Resultados de análise da libertação de vórtices por modos de vibração por ovalização para o modelo A	163
Tabela 7.12 – Resultados comparativos entre modelos com diferentes TMD.....	165
Tabela 7.13 – Valores de μ e m_H obtidos.....	165
Tabela 7.14 – Valores de óptimos de frequência e coeficiente de amortecimento para cada direcção de actuação do TMD	166

Tabela 7.15 – Resultados obtidos para frequência e coeficiente de amortecimento para o novo sistema de dois graus de liberdade	167
Tabela 7.16 - Frequências naturais e respectivas configurações modais da estrutura para o modelo em análise com TMD	168
Tabela 7.17 - Valores obtidos para o amortecimento global utilizados	170
Tabela 7.18– Valores do deslocamento devido à componente estática do vento para o modelo B equipado com o TMD	170
Tabela 7.19 - Resultados obtidos segundo X para secção de topo do modelo B equipado com o TMD	171
Tabela 7.20 - Resultados obtidos segundo Y para secção de topo do modelo B equipado com o TMD	171
Tabela 7.21 – Comparação dos resultados médios absolutos, segundo uma actuação do vento na direcção X, entre os dois modelos estudados e o modelo B com TMD	172
Tabela 7.22 - Comparação dos resultados médios absolutos, segundo uma actuação do vento na direcção X, entre os dois modelos estudados e o modelo B com TMD	173
Tabela 7.23 - Resultados de análise da libertação de vórtices por modos de vibração por flexão para o modelo B equipado com o TMD	174
Tabela 7.24 – Coeficiente de força lateral (C_{lat}) em função da razão de velocidade crítica do vento ($v_{crit,i} / v_{m,Lj}$) [3]	175
Tabela 7.25 – Comprimento de correlação efectivo L_j em função da amplitude de vibração $y_F(s_j)$ [3]	176
Tabela 7.26 – Resultados obtidos para o deslocamento máximo devido à libertação de vórtices segundo o método 1 do EN 1991-1-4	177
Tabela 7.27 – Coeficientes para determinação do efeito de desprendimento de vórtices [3]	178
Tabela 7.28 – Resultados obtidos para o deslocamento máximo devido à libertação de vórtices segundo o método 1 do EN 1991-1-4	179
Tabela 7.29 – Descrição do cálculo do número de ciclos de carregamento devido ao desprendimento de vórtices	180
Tabela 7.30 – Resultados obtidos para cálculo do comprimento do pêndulo por modo de vibração de flexão	181
Tabela 7.31 – Características do TMD, do pêndulo com $l = 0,65m$, e dos elementos de ligação do TMD à chaminé	181
Tabela 7.32 – Resultados obtidos com a análise sísmica da estrutura com o TMD instalado	182

1

INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO

O desenvolvimento de novos materiais e novas ferramentas de cálculo têm permitido, ao longo dos anos, a construção de estruturas cada vez mais leves e esbeltas. Embora, por um lado, esta contínua inovação ofereça vantagens irrefutáveis, por outro, conduz ao aparecimento de novos problemas ou ao agravamento de outros já existentes.

Exemplos, entre outros possíveis, de estruturas que se têm tornado cada vez mais leves, altas e esbeltas são as chaminés metálicas. Estas estruturas podem atingir alturas muito elevadas mas, no entanto, apresentam dimensões muito reduzidas para a espessura das suas paredes.

Como consequência da sua configuração, as chaminés metálicas são estruturas que sofrem bastante com a acção do vento. Para além de causar elevadas vibrações no seu topo, a acção do vento pode levar a fenómenos de ressonância devido à libertação de vórtices (agravamento de problemas já existentes) e a problemas de ovalização (problema surgido devido à reduzida espessura das suas paredes). Estas situações poderão levar a danos consideráveis, obrigando em muitas situações ao encerramento temporário da estrutura, acarretando enormes prejuízos. Em variadas situações são inclusive instalados sistemas de monitorização para acompanhamento da estrutura devido à dificuldade inerente à previsão do comportamento da mesma.

De uma forma geral, é já prática corrente o recurso a dispositivos de controlo de vibrações em chaminés metálicas com o intuito de atenuar as oscilações induzidas tanto pelos efeitos de rajada do vento como por fenómenos de libertação de vórtices. No entanto, o dimensionamento de um dispositivo deste tipo deve ser sempre acompanhado de um estudo rigoroso quanto às condições da sua aplicabilidade, de forma a não comprometer o seu funcionamento com máxima eficácia.

Por último, é importante referir que, embora a análise dos efeitos do vento em estruturas esbeltas seja um tema largamente estudado, ainda não foi atingido um nível de conhecimento que possibilite o dimensionamento de estruturas potencialmente sujeitas à acção do vento com elevado grau de confiança. Por esse motivo, é usual o recurso a ensaios em túnel de vento para, desta forma, ser possível projectar com rigor e confiança.

1.2. ORGANIZAÇÃO DA TESE

O presente trabalho encontra-se organizado em oito capítulos.

No segundo capítulo é apresentado um resumo das principais características das chaminés metálicas. São apresentados as suas diferentes configurações, os seus problemas tipicamente mais gravosos e alguns dispositivos para controlo de vibrações.

No terceiro capítulo são apresentadas as características do vento atmosférico. São explicitados os principais perfis de velocidade média do vento e alguns conceitos relacionados com a componente turbulenta do vento. Para além destes aspectos, é feita referência à importância que possuem os coeficientes de arrastamento para estimação das forças devido à acção do vento, assim como os principais fenómenos aeroelásticos.

No quarto capítulo são expostos os diferentes dispositivos para controlo de reduções em estruturas. São analisados com maior detalhe os TMD's (amortecedores de massas sintonizadas), sendo apresentada a dedução das suas características óptimas e principais aspectos a ter em consideração na sua implementação.

O quinto capítulo é referente a um projecto de uma chaminé metálica. São apresentadas todas as acções regulamentares a que a estrutura está sujeita e expostos os resultados obtidos. São ainda apresentados alguns desenhos de execução da estrutura final.

No sexto capítulo são referidas as principais características de dois modelos referentes à estrutura estudada, diferindo entre eles na inércia dos seus anéis de rigidez.

Estas características foram usadas de seguida, no sétimo capítulo, no estudo dos efeitos dinâmicos induzidos pela acção do vento, de modo a verificar a segurança da estrutura. Tendo presente a possibilidade de aparecimento de vibrações excessivas decorrentes da acção turbulenta do vento ou de efeitos aeroelásticos associados à libertação de vórtices, investigou-se a possibilidade de introdução de um amortecedor de massas sintonizadas, susceptível de aumentar o amortecimento estrutural e mitigar eventuais vibrações. Nesse sentido, foi efectuado o dimensionamento preliminar de um TMD e analisado o grau de atenuação da resposta da estrutura com a introdução do mesmo.

Por último, no oitavo capítulo são apresentadas as conclusões e apontados os temas que merecem um maior aprofundamento em trabalhos futuros.

2

CHAMINÉS METÁLICAS – ESTADO DE ARTE

2.1 INTRODUÇÃO

Devido à preocupação crescente com a preservação do meio ambiente, tem-se assistido a uma necessidade crescente de ajustar determinadas estruturas de modo a diminuir o seu impacto negativo no mesmo. Sendo as indústrias, que utilizam a combustão como processo essencial, um dos principais responsáveis pela emissão de gases poluentes para a atmosfera, revelou-se fundamental um crescimento em altura das suas chaminés. A construção de chaminés de maior altura, atingindo até, em certos casos, os 400m, possibilitou a libertação das partículas a uma cota mais elevada, levando assim a uma dispersão mais rápida e eficaz desses mesmos poluentes [2.1].

No presente capítulo são apresentadas algumas considerações sobre chaminés metálicas. São apresentadas as configurações típicas que estas estruturas podem adoptar, assim como os principais problemas que as afectam. São ainda expostos alguns dispositivos de redução de vibrações de possível instalação neste tipo de estruturas e um exemplo de monitorização e inspecção.

2.2 PRINCIPAIS MATERIAIS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO

As chaminés industriais podem ser constituídas essencialmente por três tipos de materiais: betão armado, aço ou alvenaria. No entanto este último material é cada vez menos utilizado tendo em conta as especificações e solicitações cada vez mais exigentes. Poderão existir alguns casos em que sejam utilizados simultaneamente betão armado e aço. Em [2.2] é realizado um estudo para uma chaminé com 61m de altura que conjuga uma base em betão armado com um corpo cilíndrico em aço. É feito ainda referência que, ao adoptar esta solução, a estrutura teve um custo menor comparativamente a uma solução apenas em aço. Na Figura 2.1 estão representados um modelo de elementos finitos e uma fotografia da base em betão armado dessa mesma estrutura.



Figura 2.1– Chaminé industrial que conjuga betão armado e aço: a) modelo de elementos finitos da estrutura; b) fotografia, durante a construção, da base em betão armado [2.2]

Actualmente, um dos assuntos mais inovadores, no que a este tipo de estruturas diz respeito, é o relativo às chaminés solares [2.3, 2.4, 2.5]. Este conceito de chaminé centra-se no aproveitamento da energia solar para produção de energia eléctrica. O seu funcionamento é relativamente simples: são colocados diversos colectores ao longo de uma área os quais, devido à incidência de raios solares, aquecem o ar contido no seu interior. Este ar aquecido, por ser mais leve que o ar frio, tem tendência a subir e a dirigir-se para a chaminé. Este ar, ao passar nas turbinas que equipam a chaminé, produz energia mecânica que em seguida é convertida em energia eléctrica. De forma a este mecanismo não ser interrompido durante a noite, são também instalados tubos para circulação de água no interior dos colectores, os quais libertam o calor acumulado durante o dia de forma a o aquecimento do ar não parar. Nas Figura 2.2 e Figura 2.3 são apresentados, respectivamente, um esquema do funcionamento de uma chaminé solar e o método de funcionamento dos tubos de circulação de água.

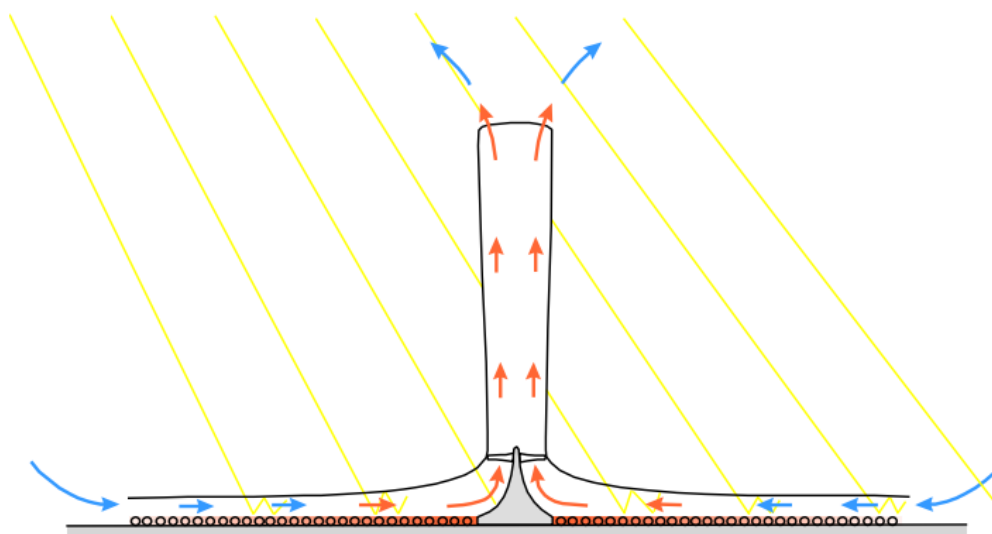


Figura 2.2 – Ilustração do esquema de funcionamento de uma chaminé solar [2.5]

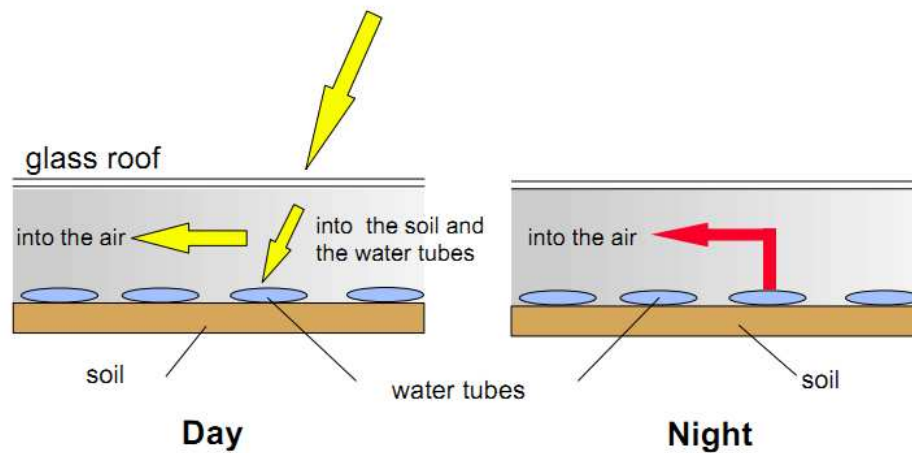


Figura 2.3 – Modo de funcionamento diurno e noturno dos colectores [2.5]

Segundo Schlaich [2.5], uma vez que as estruturas das chaminés não são muito esbeltas (relação altura/ diâmetro inferior a 10), é possível atingir alturas de cerca de 1000m com o nível conhecimento actual. Para a sua execução poderá ser utilizado tanto betão armado como aço. Actualmente existem duas chaminés solares construídas: uma em Espanha e outra na Mongólia (inaugurada em Dezembro de 2010). Para além destas, existem actualmente planos para a construção deste tipo de estruturas em outros países, como na Austrália e no Botswana. Refira-se, a título de interesse, que a chaminé solar localizada em Espanha foi a primeira a ser construída (em 1982), sendo considerado um protótipo em pequena escala. Esta estrutura metálica possui uma altura de 195m, um diâmetro de 10m e uma área de colectores superior a $45\,000\text{m}^2$ (Figura 2.4).



Figura 2.4 – Fotografia da chaminé solar em Manzanares, Espanha [2.3]

Uma vez que o tema do presente trabalho incide no estudo de chaminés metálicas, não serão abordadas estruturas deste tipo constituídas por outro tipo de material.

A título de curiosidade, na Tabela 2.1 são apresentadas as chaminés mais altas construídas até à presente data [2.6].

Tabela 2.1 – Lista das chaminés mais altas do mundo

Nome	Altura [m]	Ano de Construção	País
Chaminé da central eléctrica GRES-2	419,7	1987	Cazaquistão
Inco Superstack	380	1971	Canadá
Chaminé da central eléctrica Homer City	371	1977	EUA
Kennecott Smokestack	370,4	1974	EUA
Chaminé de Berezovskaya	370	1985	Rússia
Chaminé da central Mitchell Power Plant	367,6	1971	EUA
Chaminé Trbovlje	360	1976	Eslovénia
Chaminé da central eléctrica Endesa Power Station	356	1974	Espanha
Chaminé de Phoenix Copper Smelter	351,5	1995	Roménia
Chaminé de central Syrdarya Power Plant	350	1975	Uzbequistão
...	...	...	...
Anaconda Smelter Stack (Chaminé em alvenaria mais alta do mundo)	178,3	1919	EUA

2.3 PRINCIPAIS TIPOS DE CHAMINÉS METÁLICAS

As chaminés metálicas industriais podem possuir diversas configurações, tendo em conta os seguintes aspectos:

- Configuração estrutural;
- Número de camadas (forros);
- Número de condutas interiores.

As configurações estruturais de uma chaminé estrutural são, em geral, do tipo “Self-supporting”, “Stayed”, “Bracketed” ou “guyed” [2.7].

As chaminés do tipo “Self-supporting” são, tal como o nome indica, chaminés cujas cargas exteriores são inteiramente suportadas pela estrutura cilíndrica da mesma (“casca”). Nesta configuração não existe qualquer tipo de estruturas externas de apoio.

Por outro lado, tanto as chaminés do tipo “Stayed” com as do tipo “Bracketed” caracterizam-se por ser chaminés em que as cargas exteriores não são exclusivamente suportadas pela “casca” da chaminé. Nestes tipos de configuração, existe sempre uma estrutura de apoio exterior. No caso das do tipo “Bracketed”, a chaminé encontra-se ligada a uma estrutura exterior adjacente que lhe confere resistência a deslocamentos laterais e apoio para uma parte (ou a totalidade) do peso da chaminé. As chaminés do tipo “Stayed”, possuem uma estrutura de apoio constituída por um elemento rígido que lhe

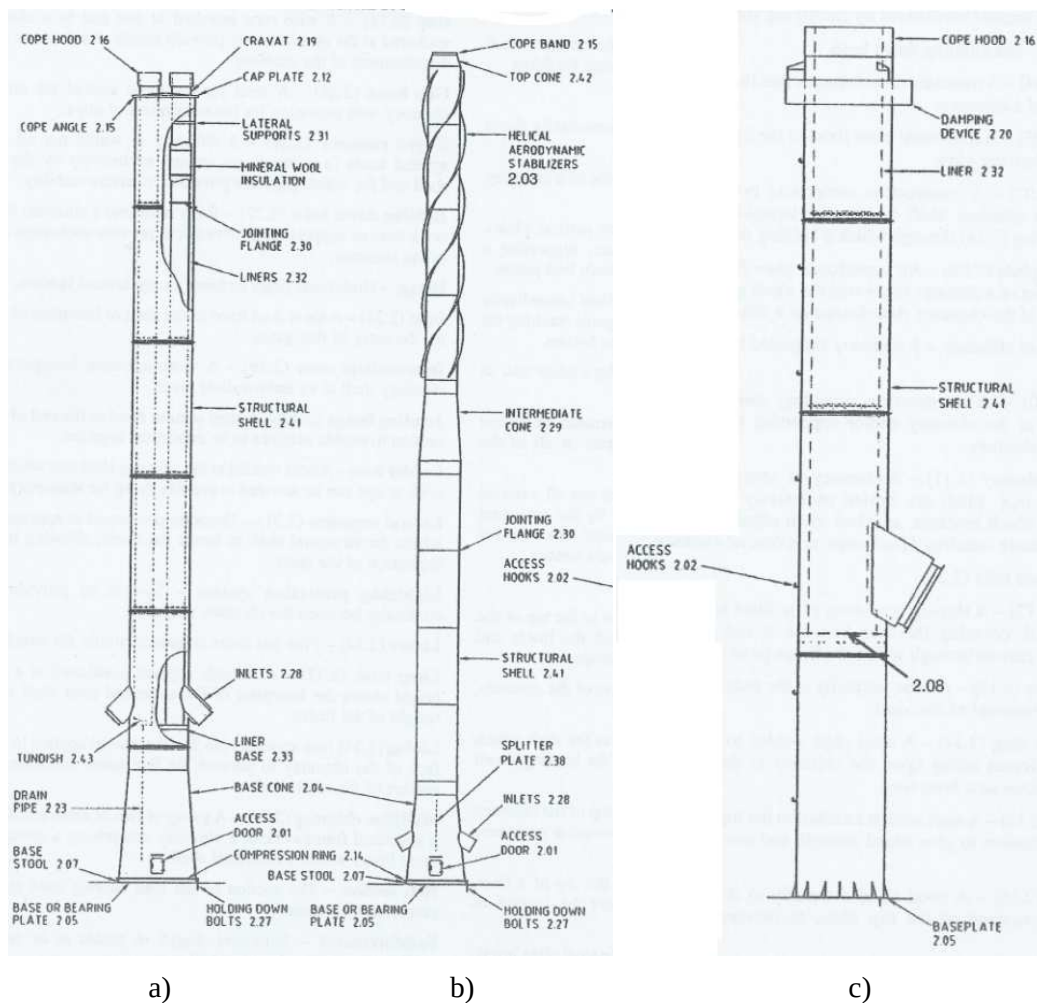
confere resistência à tracção e compressão apenas aos deslocamentos laterais. Este elemento está ligado apenas à chaminé.

Por último, as chaminés “guyed” são, tal como o nome também indica, estruturas cujas cargas não são também totalmente suportadas pela “casca” da chaminé, possuindo para esse efeito cabos ligados à estrutura. As chaminés do tipo “guyed” diferenciam-se das do tipo “stayed” pelo facto de esta última possuir um suporte aos deslocamentos laterais que funcionará tanto comprimido como traccionado, enquanto a estrutura de apoio das do tipo “guyed”, pelo facto de ser materializada em cabos, apenas funcionará à tracção.

Em relação ao número de forros, as chaminés podem ser de dois tipos: do tipo corrente ou com dupla camada. As do tipo corrente são constituídas apenas por uma camada que suporta tanto as cargas impostas como transporta os gases interiores nas condutas. As chaminés de dupla camada são constituídas por dois forros: o exterior que suporta as cargas e um interior que conduz os gases ao longo das condutas.

Em relação ao último ponto enunciado, é facilmente compreensível que as chaminés podem ser categorizadas pelo número de condutas que possuem no seu interior (são denominadas de “single flue” no caso de possuírem uma conduta interior ou “multiflue” no caso de possuírem mais que uma).

Na Figura 2.5 são representados diversos tipos de chaminés metálicas.



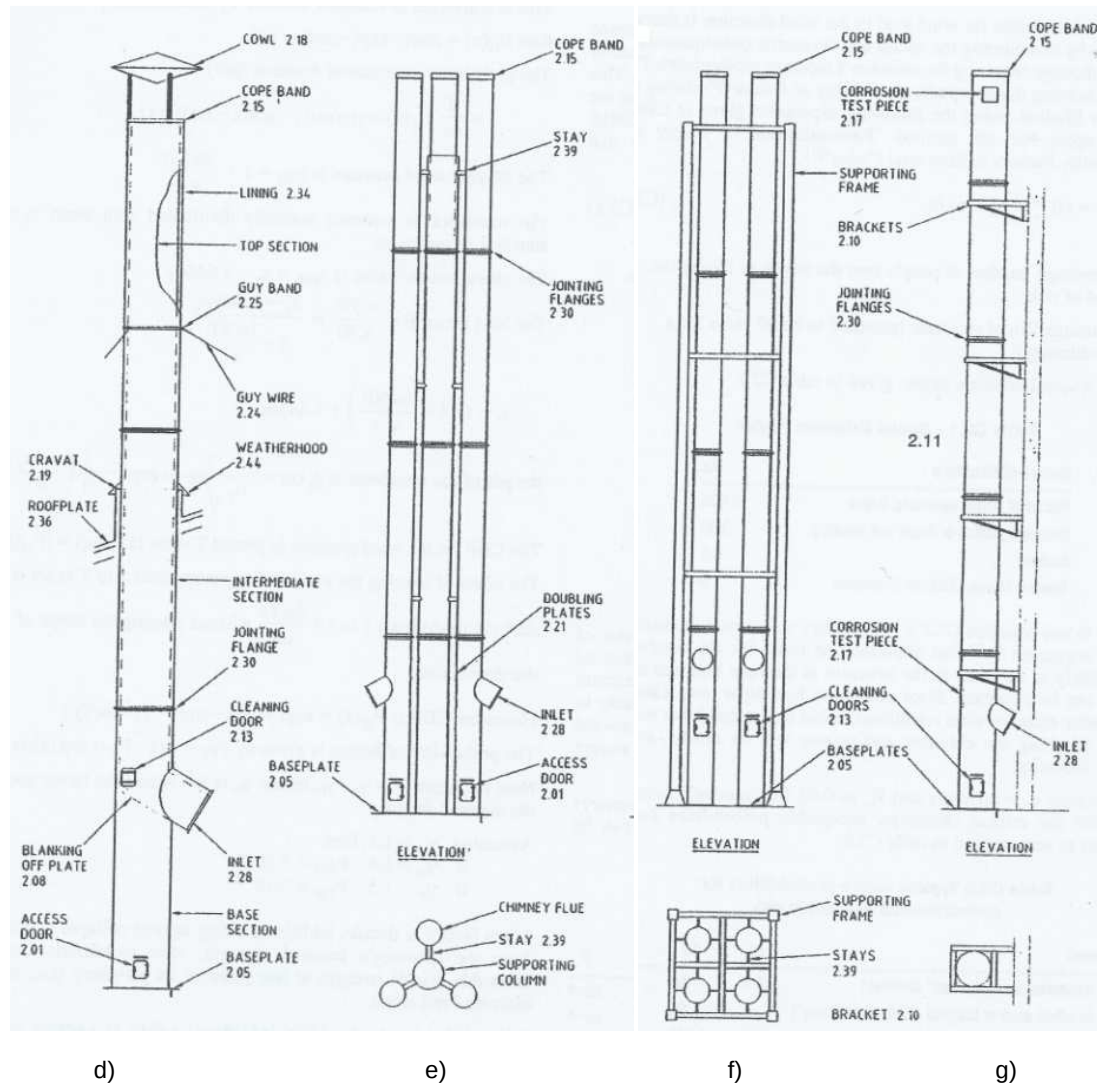


Figura 2.5 – Diferentes tipos de configuração de chaminés metálicas [2.7]: a) self-supporting multil-flue; b) self-supporting single flue; c) chaminé com dupla camada; d) do tipo guyed; e) stayed com três condutas interiores; f) stayed (com uma configuração diferentes da anterior) com quatro condutas interiores; g) do tipo bracketed

2.4 PRINCIPAIS PROBLEMAS ASSOCIADOS A CHAMINÉS METÁLICAS

Com o grande desenvolvimento que os materiais têm sofrido durante os últimos tempos, chaminés metálicas mais altas, esbeltas e leves tornam-se cada vez mais comuns. No entanto, este desenvolvimento leva também ao surgimento de novos problemas e/ ou agravamento de outros já existentes.

Os problemas principais que assolam uma estrutura como uma chaminé metálica podem ser de índole diversa:

- Devido ao próprio tipo de uso da chaminé (temperaturas elevadas ou grandes gradientes térmicos);
- Ataques químicos (devido ao próprio tipo de material expelido e ataque por condições ambientais);
- Condições meteorológicas (ação do vento).

Para além destes, naturalmente terão de ser contabilizadas as acções devido ao peso próprio e restantes cargas variáveis (que não possuem grande especificidade em relação a este tipo de estruturas) e acção sísmica. Em relação a esta última, é feita referência em diversos códigos especializados [2.7, 2.8, 2.9] que em chaminés metálicas comuns esta acção não é normalmente crítica. No entanto, em situações de elevadas massas no topo da estrutura ou em localizações com forte actividade sísmica, esta acção poderá tornar-se crítica.

2.4.1 ACÇÕES DEVIDO AO PRÓPRIO USO DA CHAMINÉ

Uma vez que a principal função de uma chaminé é transferir o gás gerado na combustão até ao exterior, é facilmente compreensível que a estrutura esteja sujeita a elevadas temperaturas de funcionamento. Para além disso, podendo a chaminé estar localizada numa zona de baixas temperaturas, podem surgir também problemas devido a elevados gradientes térmicos. Estes problemas de temperatura podem ser críticos, podendo levar mesmo ao encerramento de toda a unidade de funcionamento ligada à chaminé.

Num estudo realizado sobre uma chaminé com 87m de altura localizada no Médio Oriente [2.10], é analisada uma situação em que ocorreu um súbito aumento de pressão na base da chaminé. Nessa análise, o revestimento da chaminé foi encontrado completamente derretido (ver Figura 2.6) e o seu TMD (sistema passivo para atenuação das vibrações instalado na estrutura) quebrado.



Figura 2.6 – Fotografias do revestimento derretido: a) após parcial desmatagem; b) fotografia a partir do interior

Após análise da situação, chegou-se à conclusão que o problema surgiu devido à falta de coerência entre as especificações do material que constituía a chaminé e o incinerador, resultando numa temperatura de normal funcionamento (600°C) igual à temperatura máxima permitida pelo revestimento. Este revestimento possuía características que lhe permitiam suportar temperaturas desta ordem durante curtos espaços de tempo, mas para longos períodos sofria problemas de fluência inadmissíveis.

2.4.2 PROBLEMAS DERIVADOS DE REACÇÕES QUÍMICAS

Os problemas devidos a reacções químicas surgem, como anteriormente referido, devido ao ataque de fumos (interior) e ataque pelas condições ambientais.

Em relação ao ataque pelas condições ambientais, para além de protecção contra a corrosão através de revestimentos, algumas situações poderão levar a um mau funcionamento da estrutura. Entre elas poder-se-á nomear possíveis casos de ocorrência de condensação (e posterior corrosão) em zonas importantes ligadas ao funcionamento de possíveis TMD's instalados e problemas devido aos elevados períodos de funcionamento destas estruturas que, combinados com a corrosão, poderão acarretar danos assinaláveis [2.11]. A Norma EN 1993-3-2 de 2004 [2.12] recomenda algumas medidas com o objectivo de diminuir as possibilidades de corrosão, entre as quais:

- Todos os elementos de ligação deverão ser dimensionados de modo a eliminar ou diminuir a possibilidade de retenção de humidade;
- Vegetação ao nível do solo deve ser mantida afastada da estrutura;
- Todos os elementos ligados à fundação devem ser revestidos com o intuito de minimizar o potencial corrosivo devido ao contacto do solo com a exposição a humidades constante.

O ataque dos materiais que constituem a chaminé advém da condensação dos fumos, que a atravessam até ao exterior, em ácido (como por exemplo o ácido sulfúrico). A gravidade e importância varia, como é natural, da natureza desses mesmos fumos e da duração desse ataque. A norma EN 13084-1 [2.8] categoriza os ataques em quatro, de fraco a muito forte. Esta norma acrescenta também que a presença de cloretos ou fluoretos nos condensados dos fumos poderá aumentar, de modo bastante acelerado, as velocidades de corrosão.

2.4.3 CONDIÇÕES METEOROLÓGICAS (ACÇÕES DEVIDO À ACTUAÇÃO DO VENTO)

De todos os principais problemas associados ao estudo de chaminés metálicas, a acção do vento revela ser o mais difícil de contrariar. Não é de admirar portanto que, devido à sua complexidade, este seja um tema muito estudado sem estar, no entanto, perfeitamente compreendido.

Será importante referir que, devido às características das chaminés, estas estruturas para além de poderem atingir alturas consideráveis, possuem uma relação altura/ diâmetro muito elevada, para além de uma massa por unidade de comprimento normalmente baixa. Estas características, juntamente com outras, tornam este tipo de estruturas bastante sensíveis à actuação do vento.

Um exemplo de um colapso de estrutura com algumas características semelhantes a uma chaminé (essencialmente devido à sua altura e secção circular, e não tanto à sua esbelteza) é o desastre ocorrido em Inglaterra, em 1965, numa estação de produção de energia Ferrybridge. Neste desastre, três torres de betão armado com 115m de altura colapsaram devido à actuação do vento.

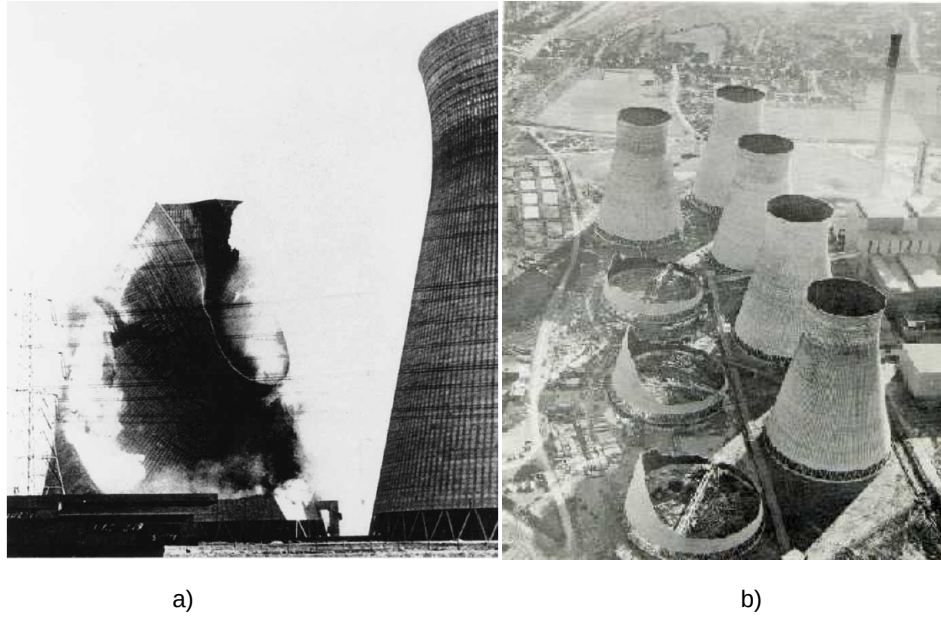


Figura 2.7 – Acidente ocorrido na estação de produção de energia Ferrybridge

Numa chaminé metálica, a acção do vento pode ser analisada individualizando os efeitos estáticos e os efeitos dinâmicos.

2.4.3.1 Efeitos Estáticos do Vento em Chaminés Metálicas

Os efeitos estáticos do vento actuantes numa chaminé metálica devem-se à pressão p gerada na sua superfície pela velocidade do vento. Estas duas quantidades relacionam-se, de acordo com os trabalhos desenvolvidos por Daniel Bernoulli, através de:

$$p + \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot U^2 = \text{constante ao longo de uma linha de fluxo} \quad (2.1)$$

em que ρ_{ar} representa a densidade do ar, U a velocidade do vento. Considerando que a velocidade longitudinal do vento é constituída por duas componentes, uma média $\bar{U}(z)$ e outra turbulenta $u(z, t)$:

$$U(z, t) = \bar{U}(z) + u(z, t) \quad (2.2)$$

é então possível calcular a parcela referente à pressão exercida pela velocidade média do vento. Na Figura 2.8 é apresentada esquematicamente a variação em altura da componente média do vento (responsável pela componente estática do mesmo) e a componente turbulenta.

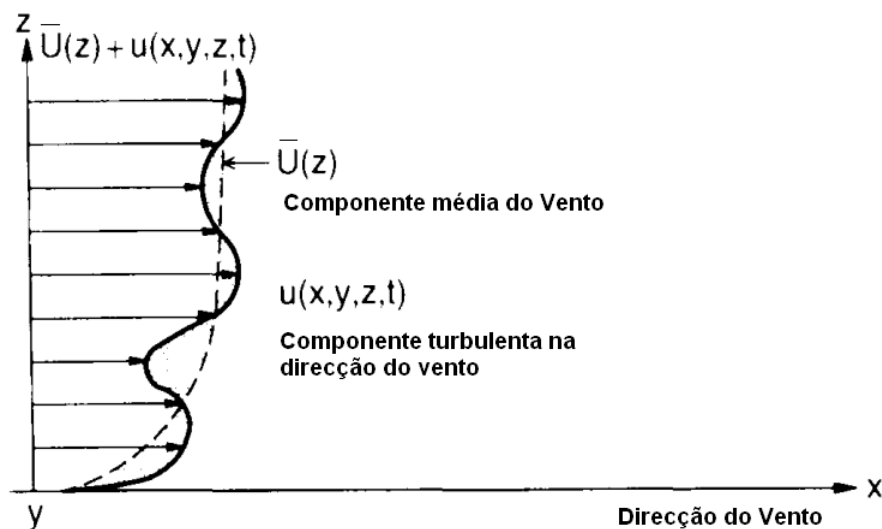


Figura 2.8 – Esquema representativo da evolução da velocidade do vento em altura (diferenciando a parcela média e turbulenta do vento) [2.13]

Em termos práticos, para simulação da parcela estática da acção do vento em chaminés, os códigos regulamentares [2.7, 2.9, 2.14] acrescentam à equação (2.1) um coeficiente, denominado coeficiente de arrastamento C_D , o qual representa a razão entre a força realmente medida na superfície da estrutura F e a força teórica calculada [2.15]:

$$C_D = \frac{F}{\frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot U^2 \cdot A_{ref}} \quad (2.3)$$

em que A_{ref} é uma área de referência (normalmente uma área projectada). No caso de cilindros (forma aproximada de chaminés), este coeficiente possui uma elevada dependência do número de Reynolds. Este parâmetro adimensional representa a relação física entre as forças de inércia e as forças viscosas e é calculado através da seguinte expressão:

$$Re = \frac{\rho_{ar} \cdot U \cdot B}{\mu_{ar}} = \frac{U \cdot B}{\nu_{ar}} \quad (2.4)$$

em que B o diâmetro da secção do corpo em estudo e ν_{ar} a viscosidade cinemática do ar. Esta relação entre o número de Reynolds e o coeficiente de arrastamento é analisada em 3.5.2.1.

Deste modo, a parcela estática da força que actua numa área de referência A_{ref} , para uma velocidade média do vento $\bar{U}$ é obtida através da expressão:

$$F = \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot C_D \cdot \bar{U}^2 \cdot A_{ref} \quad (2.5)$$

Um outro efeito decorrente da acção estática do vento é a possibilidade de ovalização da secção da chaminé. Esta ovalização poderá surgir devido a uma variação da pressão do vento em torno da sua secção circular [2.7]. Segundo esta mesma norma, a distribuição da pressão do vento em torno da secção de casca da chaminé é dada por:

$$p = p_0 \cdot (-0,823 + 0,448 \cdot \cos(\phi) + 1,115 \cdot \cos(2\phi) + 0,400 \cdot \cos(3\phi) - 0,113 \cdot \cos(4\phi) - 0,027 \cdot \cos(5\phi)) \quad (2.6)$$

em que p_0 corresponde à pressão do vento ($\frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot U^2$) e ϕ ao ângulo entre a direcção do vento e o ponto da circunferência em consideração da secção.

No entanto, apenas o terceiro termo ($1,115 \cdot \cos(2\phi) \cdot p_0$) conduz à ovalização da secção (Figura 2.9), uma vez que os dois primeiros ($0,823 \cdot p_0$ e $0,448 \cdot \cos(\phi) \cdot p_0$, respectivamente) apenas levam a um aumento do estado de tensão da chaminé.

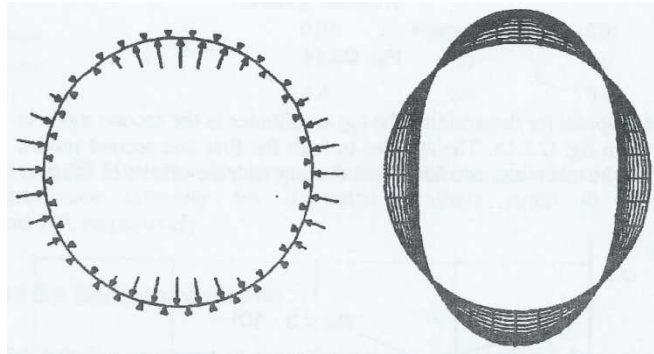


Figura 2.9 – Esquema de pressões e de deformações devido ao terceiro termo da expressão (2.6)

Esta deformação da secção tem como contrapartida o aparecimento de tensões na chaminé devido à flexão longitudinal que a chaminé sofre e à transição entre a secção circular da base para uma secção ovalizada no topo (Figura 2.10).

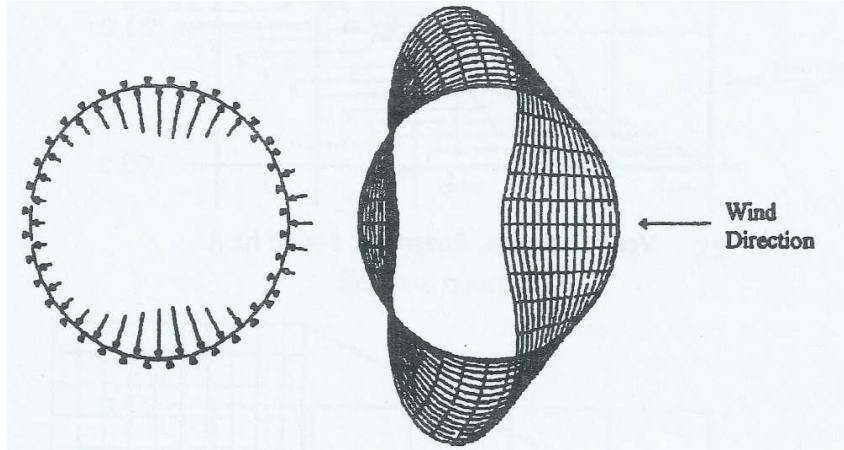


Figura 2.10 – Esquema de pressões e de deformações de uma estrutura cilíndrica por ação do vento (com ovalização estática da sua secção)

O mesmo código [2.7] sugere a introdução de anéis de rigidez de forma a evitar estes problemas de ovalização. São recomendadas as seguintes expressões para cálculo da inércia (I_r) e espaçamento (L_r) destes elementos:

$$I_r > 0,3.d^{1,5}.t^{2,5}, \text{ quando } L_r = 0,56.d.\left(\frac{d}{t}\right)^{0,5}$$

$$I_r > 0,3.d^{1,5}.t^{2,5}.\left(\frac{L_r}{0,56}\right).d.\left(\frac{d}{t}\right)^{0,5}, \text{ quando } L_r < 0,56.d.\left(\frac{d}{t}\right)^{0,5} \quad (2.7)$$

em que d é o diâmetro da chaminé metálica e t a espessura das suas paredes. Esta inércia I_r inclui a participação da própria casca da chaminé e deverá ser calculada de acordo com a Figura 2.11.

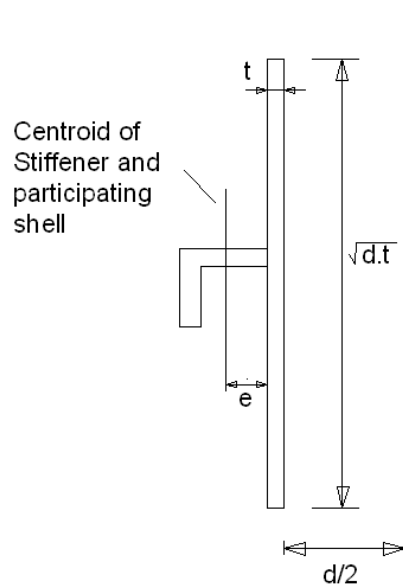


Figura 2.11 – Esquema descritivo do cálculo da inércia dos anéis de rigidez [2.7]

2.4.3.2 Efeitos Dinâmicos do Vento em Chaminés Metálicas

O efeito provocado pela parcela dinâmica da acção do vento nas chaminés é de uma enorme importância uma vez que acarreta, em muitos casos, as condições mais gravosas para o funcionamento da estrutura. Entre essas condições incluem-se elevadas vibrações no seu topo, possibilidade de sofrer ressonância e, em alguns casos, situações de ovalização dinâmica da sua secção transversal.

De modo a explicar este efeito de agravamento da estrutura face a solicitações exteriores dinâmicas torna-se imperativo tecer algumas considerações sobre algumas características típicas das chaminés metálicas.

Este tipo de estruturas é, normalmente caracterizado por possuir modos de vibração por flexão com frequências relativamente baixas (atingindo, por vezes, valores na ordem dos 0,3Hz para o seu primeiro modo). Esta característica é muito gravosa para estruturas com alturas elevadas sujeitas à acção do vento, uma vez que o conteúdo espectral deste se centra nas baixas frequências até sensivelmente os 5Hz. Para além deste facto, as chaminés metálicas são também caracterizadas por possuírem um baixo amortecimento estrutural, podendo ainda sofrer de efeitos aeroelásticos [2.16].

Recorrendo à força de arrastamento induzida pela acção do vento em condições aerodinâmicas de quasi-estacionaridade sobre uma secção genérica (de área de referência A_{ref}) imerso num escoamento, o efeito dinâmico do vento referente à sua parcela turbulenta é facilmente calculado partindo da equação seguinte:

$$F(t, z) = \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot U^2(z, t) \cdot C_D \cdot A \quad (2.8)$$

em que U é a velocidade instantânea relativa, a qual se decompõe nas seguintes parcelas

$$U^2(z, t) \approx \bar{U}^2(z) + 2\bar{U}(z) \cdot u(z, t) - 2\bar{U}(z) \cdot \dot{q}(z) \quad (2.9)$$

em que $\dot{q}$ é a velocidade da estrutura. A força de arrastamento fica então:

$$F(t, z) = \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U}^2(z) \cdot C_D(z) \cdot A + \rho_{ar} \cdot C_D(z) \cdot A \cdot \bar{U}(z) \cdot u(z, t) - \rho_{ar} \cdot C_D(z) \cdot A \cdot \bar{U}(z) \cdot \dot{q}(z) \quad (2.10)$$

Deste modo, a equação (2.10) compreende 3 parcelas que representam, respectivamente, a componente média da força aerodinâmica (devido à velocidade média, já descrita em 2.4.3.1), a componente turbulenta da força aerodinâmica (devido às flutuações da velocidade longitudinal do vento) e a componente devida à oscilação da própria estrutura.

Estudando então uma chaminé sobre o efeito destas duas últimas parcelas, é possível obter a resposta dinâmica da estrutura à solicitação turbulenta do vento. Desta resposta podem surgir vibrações com elevadas amplitudes de deslocamento e aceleração.

Um outro efeito decorrente da interacção dos efeitos dinâmicos com uma chaminé metálica designa-se por acção de desprendimento de vórtices ("Vortex Shedding"). Este fenómeno, tal como o nome

indica, caracteriza-se por uma libertação alternada de vórtices na esteira da chaminé, quando sujeita a um escoamento. Esta libertação alternada dá origem a um aumento de carga flutuante perpendicular à direcção do vento [2.16], tal como ilustrado na Figura 2.12.

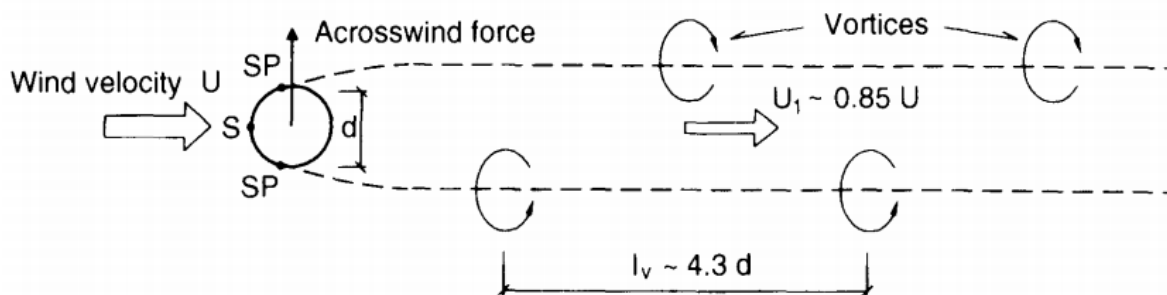


Figura 2.12 – Esquema de libertação de vórtices num cilindro [2.13]

As consequências da libertação de vórtices numa chaminé metálica tornam-se especialmente gravosas em situações em que esta cadência de libertação atinge uma frequência igual à de um modo de vibração da chaminé (situação de ressonância – “lock-in”). Para que isso aconteça é necessário que o vento atinja uma determinada velocidade crítica U_{cr} (normalmente não muito elevada devido à baixa frequência dos modos fundamentais das chaminés metálicas). Nestas situações, é referido que grandes deslocamentos (por vezes na ordem entre os 30% e os 40% do seu diâmetro [2.13]) e violentas vibrações podem ser atingidos por chaminés metálicas [2.17].

Embora não seja comum a ocorrência de fenómenos de “lock-in” em relação à segunda frequência fundamental, existem alguns casos mais recentes de estudos em chaminés metálicas em que foi observada ressonância por “vortex shedding” no segundo modo de vibração [2.11] e em que inclusive foram detectados e analisados danos devido também a este modo [2.18].

A grande diferença evidenciada entre situações de “lock-in” para o primeiro e o segundo modo fixa-se no intervalo de tensões atingidas e nos ciclos de repetição dessas tensões. Enquanto em situações de ressonância no primeiro modo, as tensões atingidas são menores mas num maior número de vezes, em situações de ressonância no segundo modo, o intervalo de tensões atingido é mais elevado mas num menor número de ciclos de ocorrência. A combinação de actuação numa estrutura de ambas as situações poderá levar à ocorrência de abertura de fendas ao longo do corpo da chaminé (Figura 2.13).

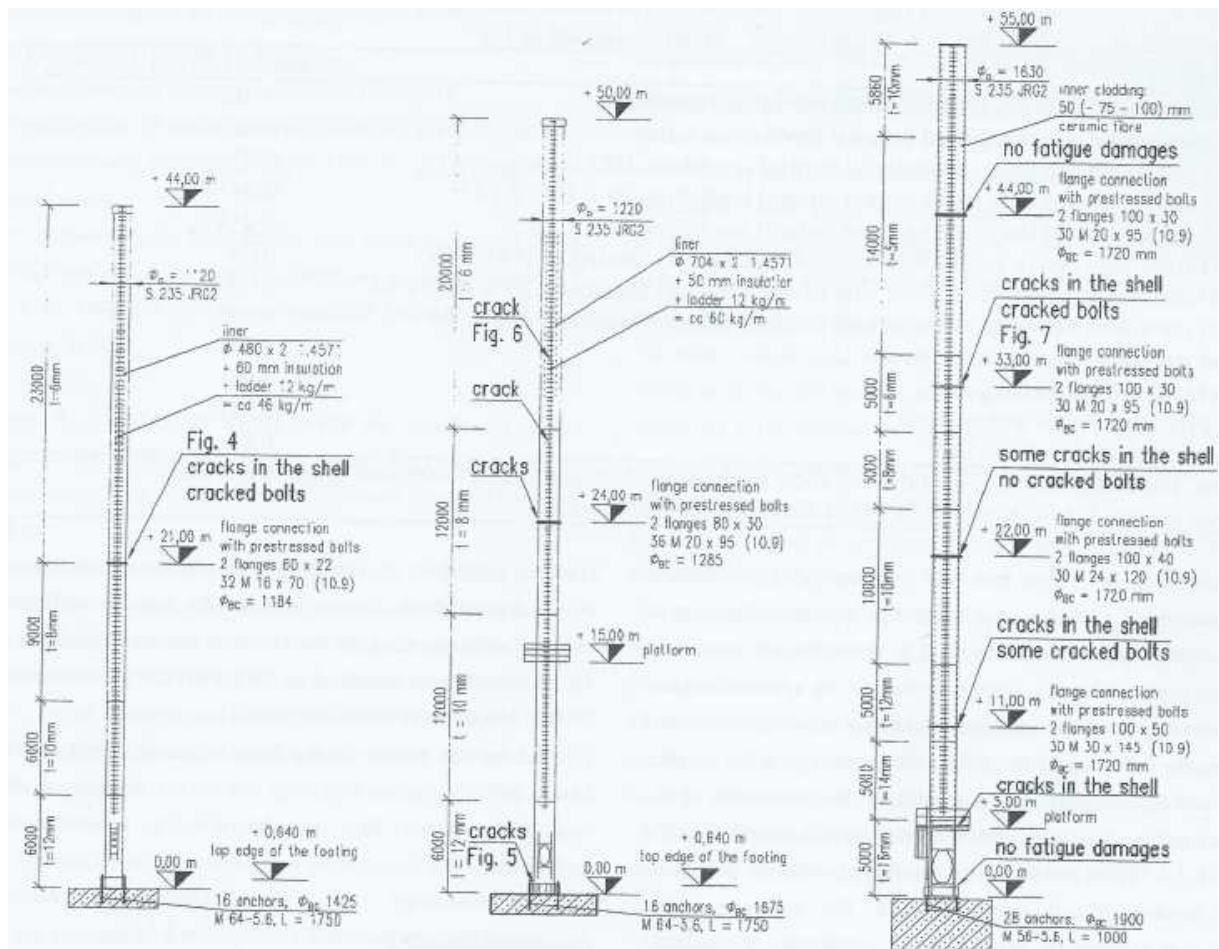


Figura 2.13 – Fendas ao longo de três chaminés devido a efeitos de “vortex shedding” no primeiro e segundo modos de vibração [2.18]

No estudo referido em [2.11], uma chaminé metálica com 90m de altura e 2,3m de diâmetro localizada na Suécia é investigada. Tendo sido feita uma análise desta estrutura a efeitos de libertação de vórtices, chegou-se a velocidades críticas de 3,24m/s e 16,6m/s para, respectivamente, o primeiro e segundo modo de vibração. Juntamente com estas velocidades baixas, o mau funcionamento do TMD instalado permitiu que fossem observadas oscilações no topo de cerca de meio diâmetro. Estes movimentos levaram à abertura de fendas em diversos locais devido a fadiga. Um exemplo de uma fenda num elemento de soldadura está representado na Figura 2.14.



Figura 2.14 – Fotografia de uma fenda junto a um elemento soldado

Estas situações descritas de ressonância por libertação de vórtices conduzem, normalmente, a problemas de fadiga em zonas de concentração de tensões (ver 2.6).

Um outro efeito, por vezes associado à libertação de vórtices e considerado raro [2.16], é a ovalização da secção. Contrariamente à ovalização descrita em 2.4.3.1, este fenómeno é de natureza dinâmica.

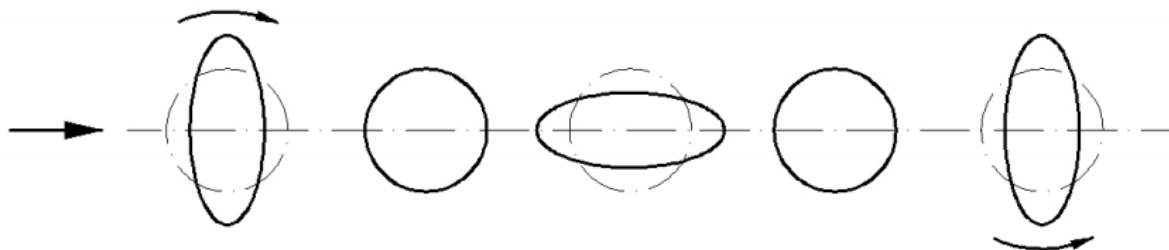


Figura 2.15 – Esquema do mecanismo de ovalização da secção de uma chaminé [2.19]

Para estes fenómenos de vibração por ovalização, que são relativamente recentes e ainda pouco conhecidos, é realizado um estudo mais completo acerca do seu funcionamento em 3.6.2. Um dos exemplos deste ainda escasso conhecimento é o facto da norma EN 1991-1-4 [2.14], parte do Eurocódigo referente à acção do vento, incluir uma expressão para verificação da necessidade de uma análise aos fenómenos de libertação de vórtices sem, no entanto, explicar como proceder no caso de esta ser necessária.

O código [2.7] apresenta regras práticas para controlo destes efeitos, as quais são descritas em seguida.

Para uma chaminé metálica não equipada com os anéis de rigidez no seu topo, a frequência de ressonância de ovalização será dada por:

$$f_1 = \frac{1}{2.\pi} \cdot \sqrt{\frac{7,2.E.I}{\rho_s.A.R^4}} \quad (2.11)$$

em que E , I , R , A e ρ_s correspondem, respectivamente, ao módulo de elasticidade do material da chaminé, ao seu raio, à área da sua secção transversal (em m^2 / m), à inércia da chaminé em relação ao seu eixo vertical (sensivelmente igual a $t^3/12 m^4 / m$, sendo t a espessura da casca da chaminé) e à densidade do material da chaminé. O que é sugerido em [2.7] é um aumento da rigidez da estrutura de tal modo que eleve a velocidade crítica para ressonância em ovalização para valores improváveis de ocorrerem. A frequência de libertação de vórtices relevante para ovalização é expressa da seguinte forma:

$$f_{ov} = \frac{2.St.U}{B} \quad (2.12)$$

em que St é o número de Strouhal (analisado em 3.5.1.2) e B o diâmetro da secção da chaminé.

Igualando as equações (2.11) e (2.12), obtém-se que a inércia necessária para elevar o valor de U para valores suficientemente altos. A inércia da chaminé por unidade de comprimento deverá ser então:

$$I \geq \frac{4.\pi.St^2.U^2}{R^2} \cdot \frac{\rho.A.R^4}{7,2.E} \quad (2.13)$$

Nas situações em que se adoptem anéis de rigidez de acordo com a equação (2.7) no topo da chaminé, [2.7] assinala ainda que poderão ocorrer vibrações por ovalização nas situações em que a razão entre a espessura da casca e o diâmetro é menor que 0,004. Assim, é definida uma distância máxima entre anéis de:

$$L_r = \sqrt{\left(\frac{\pi}{2}\right)^2 \cdot \left\{ \left[\left(\frac{R}{2.\pi.f} \right) \left(\frac{E}{\rho_s} \right)^{0,5} \right] - R^2 \right\}} \quad (2.14)$$

em que $f = 0,2.U_{cr}/R$. A inércia deste anéis, uma vez mais considerando a participação da casca da chaminé, deverá ser superior a:

$$I_r \geq \frac{4.\pi.St^2.U_{cr}^2}{R^2} \cdot \frac{\rho.A.R^4}{7,2.E} . L_r \quad (2.15)$$

2.5 LOCALIZAÇÃO DE CHAMINÉS

A localização da chaminé é um factor muito importante a ter em conta numa fase inicial de projecto. Para além de todas as características associadas à caracterização do vento, tais como a rugosidade do terreno (Figura 2.16) e a orografia, a existência, na sua proximidade, de estruturas de dimensão considerável, poderá ter uma grande influência nos efeitos do vento sobre a chaminé.

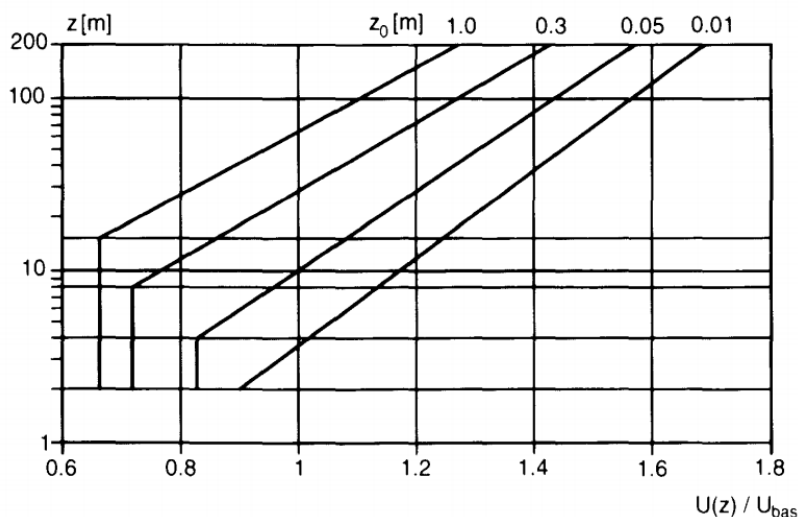


Figura 2.16 – Evolução da velocidade do vento em altura, para as diferentes rugosidades definidas pelo Eurocódigo [2.13]

No caso de existência de mais que uma chaminé cilíndrica, com pouca distância entre si, dispostas em linha, o risco de ocorrerem oscilações devido a fenômenos de “vortex-shedding” aumentará. Este fenômeno poderá ter proporções desastrosas, como aconteceu no desastre em Ferrybridge, em que uma das causas apontadas é a ocorrência deste fenômeno. Como medida aproximada, é considerado que estruturas espaçadas entre si por menos que 15 a 25 vezes o seu diâmetro poderão ter problemas deste tipo [2.11, 2.14].

Outro aspecto importante, também influente no aumento de fenômenos de liberação de vórtices, é o tipo de terreno adjacente à chaminé. No caso de terrenos amplos, sem grandes obstáculos à passagem do vento, a sua turbulência será menor, tornando mais regular a cadência do vento. Estas condições são propícias à formação de vórtices de grande dimensão.

2.6 PROBLEMAS DE CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES EM CHAMINÉS METÁLICAS

Os problemas enunciados em 2.4.3.2 são, naturalmente, passíveis de introduzir problemas de fadiga em chaminés metálicas. Estes problemas localizam-se, obviamente, em zonas de maior concentração de tensões.

Em estruturas como chaminés metálicas estas zonas problemáticas localizam-se, normalmente, em locais de ligações (soldadura ou de parafusos) ou em zonas de aberturas ou de integração de elementos de rigidez.

Na Figura 2.17 são apresentadas algumas fotografias de fissuras encontradas numa inspeção a uma chaminé com 60m de altura e 3,30m de diâmetro [2.20].



Figura 2.17 – Fotografias de fendas surgidas em zonas de elevadas concentração de tensões

Neste trabalho [2.20], foi criado um modelo em elementos finitos com o intuito de apurar as causas do aparecimento destas fendas. Foi concluído que estas se deviam a focos de concentração de tensões que não foram devidamente tratados em fase de projecto (Figura 2.18).

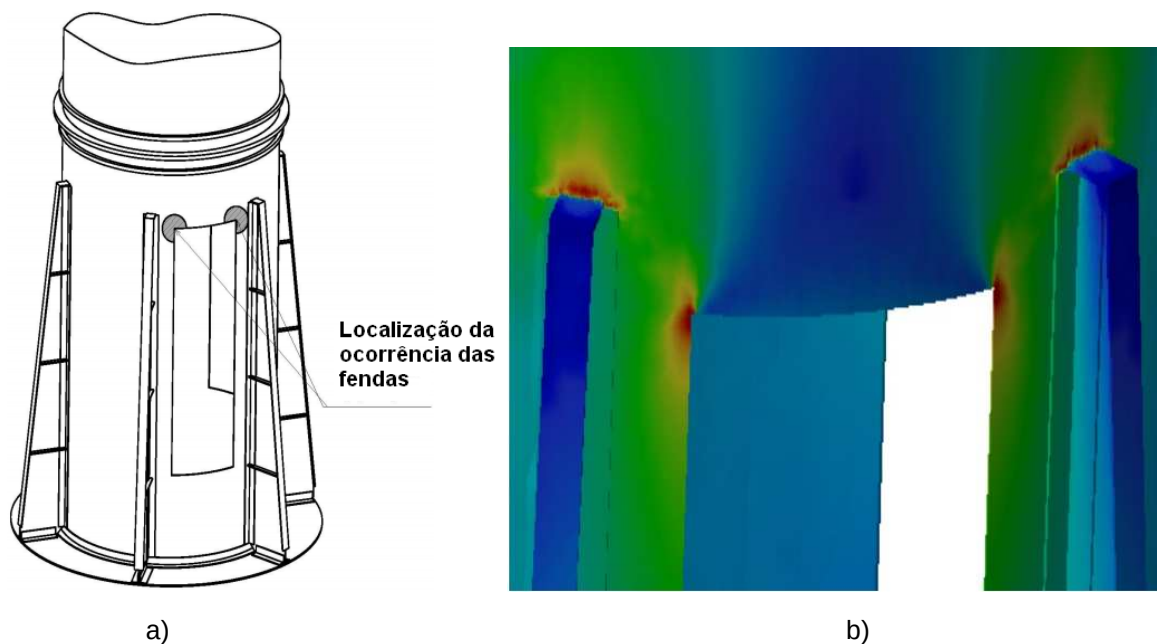


Figura 2.18 – Fendas numa zona de descontinuidade [2.20]: a) esquema ilustrativo da sua localização; b) modelo de elementos finitos demonstrando os focos de concentração de tensões

Neste caso em concreto, uma das zonas problemáticas situava-se junto a uma abertura. Estas zonas deverão ser bastante reforçadas, uma vez que são locais típicos de ocorrência deste tipo de situações.

Um problema derivado do aparecimento destas fissuras é a alteração das características dinâmicas da estrutura [2.21]. Sendo as chaminés metálicas estruturas que requerem um cuidado especial no tratamento do seu comportamento dinâmico, problemas deste tipo poderão levar a uma diminuição da

sua rigidez, que se traduzirá numa alteração das frequências dos seus modos de vibração. Assim, a estrutura passará a possuir um comportamento diferente daquele que foi estudado, podendo levar ao surgimento de novos problemas.

2.7 DISPOSITIVOS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES EM CHAMINÉS METÁLICAS

Uma das características normalmente associadas a chaminés metálicas é a sua baixa capacidade de amortecer vibrações.

Com o intuito de diminuir estas vibrações, é usual acrescentar às chaminés metálicas dispositivos que melhoram o seu comportamento para este tipo de solicitações. Estes dispositivos são normalmente de dois tipos: dispositivos aerodinâmicos para redução de vibrações devido à libertação de vórtices e dispositivos de amortecimento de vibrações induzidas pelo vento.

2.7.1 DISPOSITIVOS AERODINÂMICOS PARA ATENUAÇÃO DE VIBRAÇÕES DEVIDO À LIBERTAÇÃO DE VÓRTICES

Este tipo de dispositivos caracteriza-se por alterar a forma aerodinâmica das chaminés, perturbando assim o mecanismo regular de formação de vórtices [2.16] (Figura 2.19).

Esta alteração da aerodinâmica é normalmente introduzida através da adição de alhetas que permitem à chaminé tomar diferentes configurações (Figura 2.20).

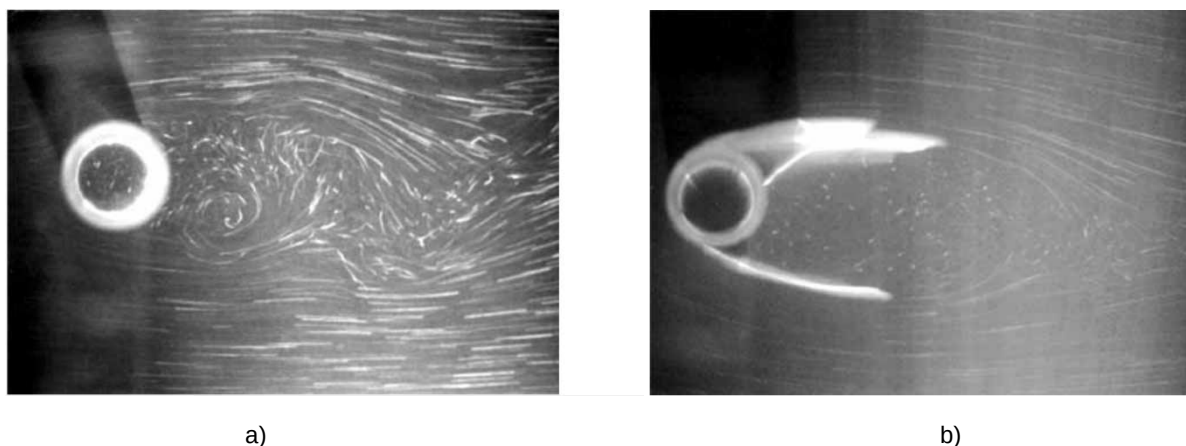


Figura 2.19 – Fotografias de um ensaio em túnel de vento de um cilindro sem alhetas (a) e com alhetas (b).
Atente-se no diferente escoamento que surge na esteira do cilindro

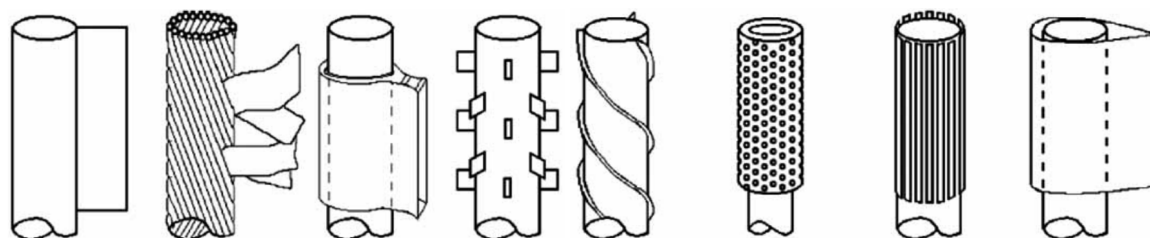


Figura 2.20 – Diferentes configurações aerodinâmicas de dispositivos de redução de vibração por libertação de vórtices em estruturas com secção circular [2.22]

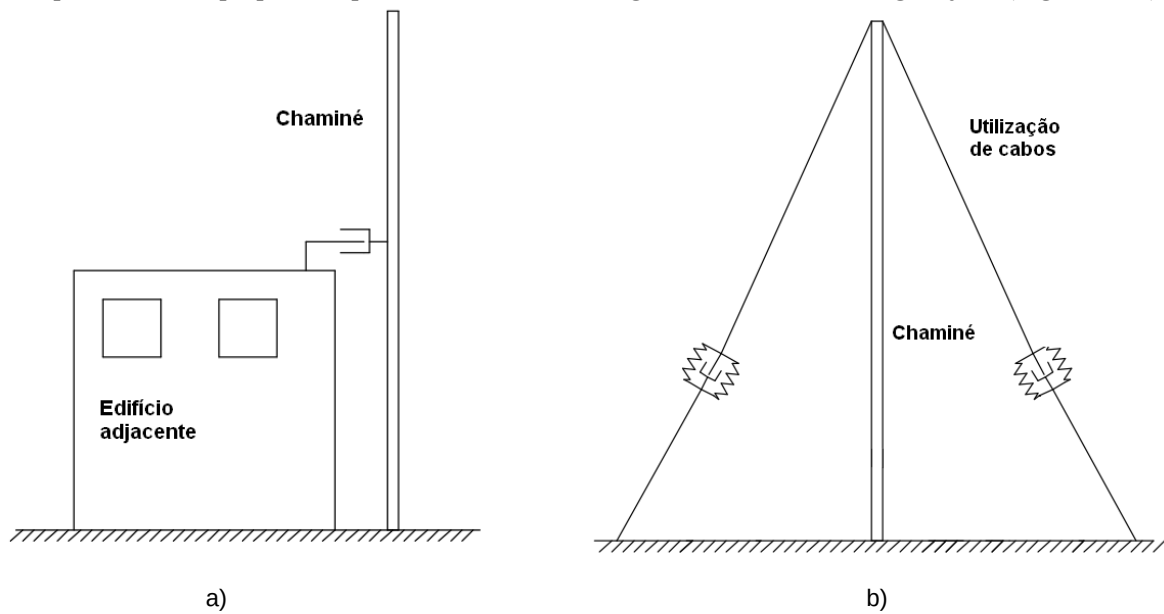
Embora estes dispositivos possam conduzir a uma melhoria assinalável na redução das vibrações, é referido que o fenómeno de libertação de vórtices nunca desaparece [2.23].

As desvantagens da utilização destes dispositivos são o aumento da área projectada e aumento do coeficiente de arrastamento [2.11], aumentando assim os efeitos longitudinais do vento.

2.7.2 DISPOSITIVOS DE AMORTECIMENTO DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS PELO VENTO

Este tipo de dispositivos caracteriza-se por introduzir amortecimento nas estruturas nos quais está instalado e poderá ser dividido em duas categorias: os activos e os passivos. Uma vez que a utilização de sistemas activos é menos comum, este subcapítulo apenas tratará dispositivos do tipo passivo.

Os dispositivos do tipo passivo podem ser instalados segundo diferentes configurações (Figura 2.21).



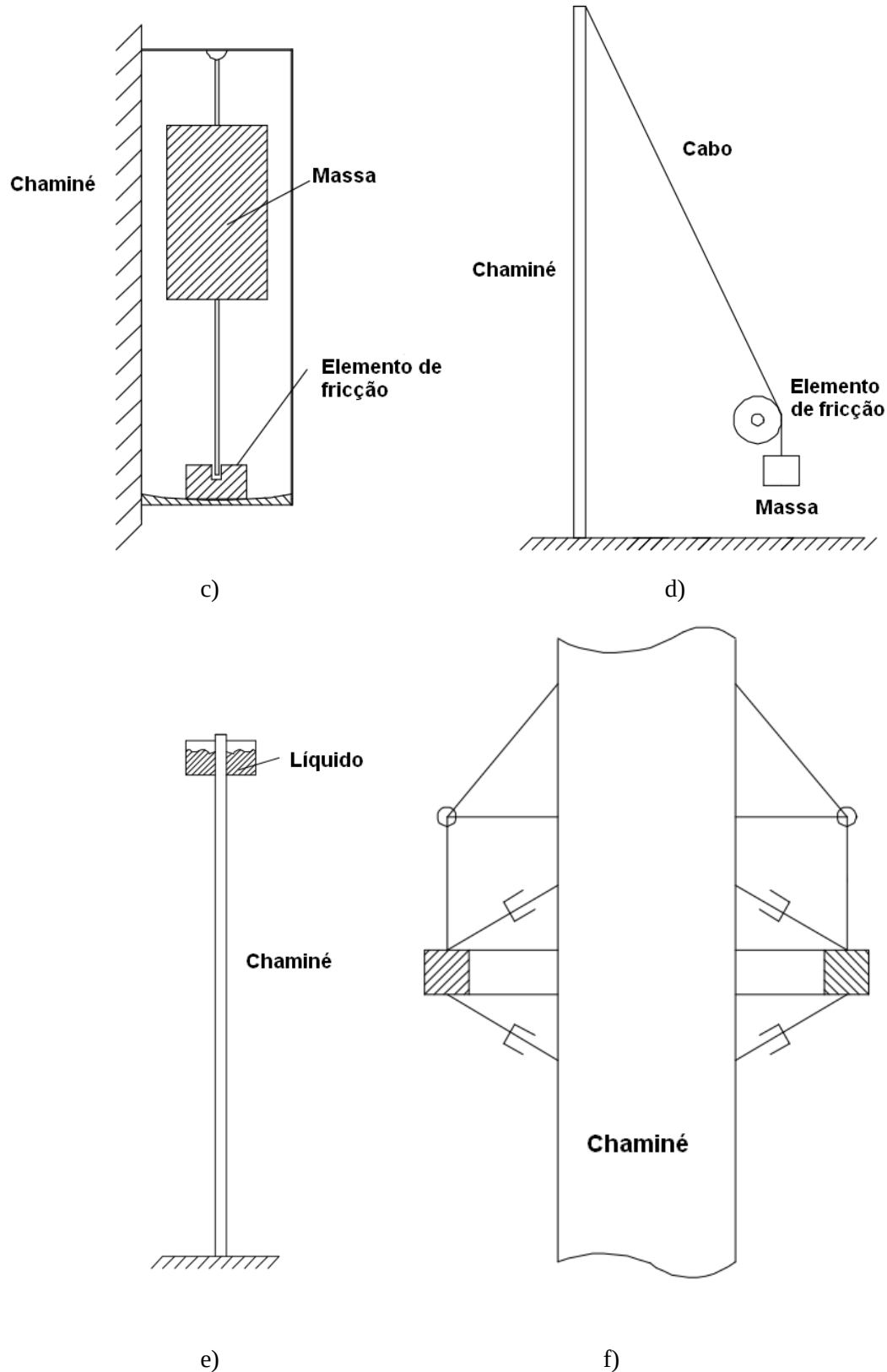


Figura 2.21 – Diferentes tipos de amortecedores passivos [2.11]: a) através de um amortecedor ligado a uma estrutura adjacente; b) através de cabos pré-tensionados com um amortecedor embutido; c) através de funcionamento em pêndulo de uma massa e amortecimento através de fricção; d) através de cabos com uma massa e um elemento de fricção; e) através de amortecedores de coluna líquida sintonizada; f) através de funcionamento em pêndulo de amortecedor de massas sintonizadas

De entre as configurações apresentadas, os mais comumente utilizados são o sistema b) e f). Este sistema, designado por amortecedor de massas sintonizadas (Tuned Mass Damper – TMD), é utilizado para controlo de modos de vibração excitados pela acção do vento. Este mecanismo tanto pode controlar modos excitados pela acção turbulenta do vento como por libertação de vórtices. No entanto, apenas é possível controlar um modo de vibração por cada TMD instalado. Embora seja aceite que, caso se queira controlar mais do que um modo, se instale mais do que um TMD, alguns estudos referem que este perde alguma da sua eficácia [2.24]. No entanto, uma vez que as vibrações presentes nas chaminés são governadas, na maioria dos casos, pelo primeiro modo de vibração, este problema não se coloca.

Um outro problema deste tipo de amortecedores é a necessidade de uma boa afinação em relação à sua frequência. Tendo em conta as variações que muitas vezes se constata entre as verdadeiras frequências de vibração de chaminés metálicas e as obtidas anteriormente por via numérica, muitas vezes o TMD não se encontra afinado no seu ponto óptimo, comprometendo bastante a sua eficácia.

Uma análise a este tipo de dispositivos é realizada no capítulo 4.

2.8 MONITORIZAÇÃO E MANUTENÇÃO DE CHAMINÉS METÁLICAS

Um tema mais recente relacionado com o estudo do comportamento de chaminés metálicas consiste na monitorização em contínuo das estruturas.

A introdução de sistemas de monitorização neste tipo de estruturas revela ser um bom aliado para a manutenção da sua integridade estrutural, uma vez que permite acompanhar, entre outros aspectos, a evolução de seu comportamento em relação à acção do vento, de possíveis dispositivos instalados (como TMD's), antever possíveis danos (tal como aparecimento de fendas e possíveis efeitos de fadiga).

No trabalho referido em [2.11], é descrito o programa de monitorização implementado numa chaminé metálica. O seu objectivo era acompanhar e registar o funcionamento do TMD instalado (que havia sido modificado) e a influência do primeiro modo de vibração em flexão tendo em conta possíveis problemas de fadiga que pudessem surgir.

Este sistema de monitorização era constituído por três elementos: extensómetros colocados na estrutura, um elemento de recolha e transmissão de dados do vento e um computador para recepção e tratamento dos dados.

Um outro exemplo da necessidade de um acompanhamento regular de estruturas deste tipo, é a existência de documentos que definem inspecções recomendadas a chaminés metálicas. Um destes documentos é o “Guide to the Inspection of Single Flue Industrial Steel Chimneys”[2.25]. Um exemplo do tipo de inspecção recomendado para uma chaminé com isolamento exterior do tipo “single flue” é apresentado no anexo A.1.

3

VENTO ATMOSFÉRICO

3.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem como objectivo a introdução de alguns conceitos básicos teóricos de caracterização do vento atmosférico e de Engenharia do Vento.

Enquanto no capítulo anterior apenas se abordaram alguns aspectos mais práticos de Engenharia do Vento directamente relacionados com chaminés metálicas, este capítulo introduz algumas explicações teóricas sobre esses mesmos aspectos.

Sendo a Engenharia do Vento um tema dotado de uma complexidade assinalável, este capítulo não apresenta uma abordagem exaustiva de todos os fenómenos associados ao mesmo. Nesse sentido, o autor menciona diversas obras de referência ([3.1, 3.2, 3.3, 3.4, 3.5, 3.6, 3.7]).

3.2 NOÇÕES BÁSICAS

Com a aproximação à superfície terrestre, começam a surgir efeitos de fricção importantes que influenciam grandemente o balanço de forças devidas ao movimento do ar. A altura acima da superfície terrestre dentro da qual se fazem sentir estes efeitos determina a camada limite da atmosfera (“atmospheric boundary layer”). Esta camada pode variar desde cerca dos 100m até os 1000m em algumas situações [3.2]. Algumas características do fluxo de ar nesta camada são descritas pelo mesmo autor como:

- Aumento da velocidade média do vento com o aumento de altura acima do solo;
- Existência de uma parcela turbulenta do vento, presente em todas as alturas;
- Uma ampla gama de frequências dos efeitos de rajada do fluxo de ar;
- Existência de alguma semelhança no padrão dos efeitos de rajada do vento em todas as alturas, principalmente em baixas frequências ou em baixas velocidades de rajada.

Deste modo, a componente longitudinal da velocidade do vento é dada pela soma de duas parcelas: uma média $\bar{U}(z)$ e uma turbulenta $u(x, y, z, t)$, ou seja,

$$U(z, t) = \bar{U}(z) + u(x, y, z, t) \quad (3.1)$$

Nas direcções vertical (eixo zz) e transversal (eixo yy) existirá, também, uma componente turbulenta:

- $v(x, y, z, t)$ para a direcção transversal
- $w(x, y, z, t)$ para a direcção vertical

Embora no presente subcapítulo se faça referência a que a componente média da velocidade do vento seja representada por $\bar{U}$, por uma questão de coerência com a literatura existente, será adoptado o símbolo U para a representar a partir deste ponto.

3.3 VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO

A velocidade média do vento depende, em grande parte, da rugosidade da superfície. Na Figura 3.1 é comparado um perfil de variação de velocidade em altura para uma situação de zona rural e uma outra de zona urbana.

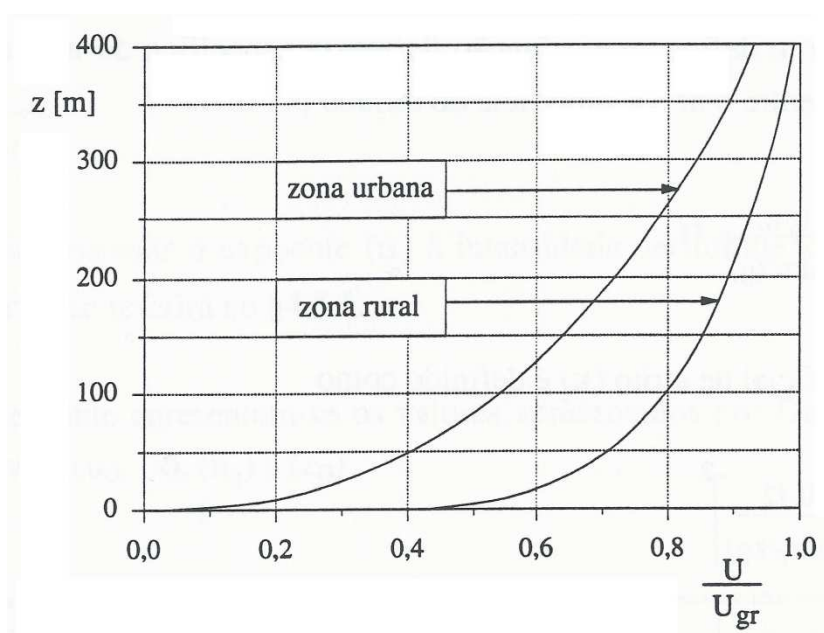


Figura 3.1 – Variação em altura da velocidade média do vento em zonas rurais e urbanas [3.6]

Como é possível compreender, o perfil correspondente à zona rural possui um desenvolvimento bastante mais rápido, tendendo para uma velocidade de U_{gr} bastante antes do perfil correspondente à zona urbana. Este fenómeno é explicado pela menor rugosidade da superfície que leva a que a camada limite atmosférica se situe a uma cota inferior à situação da zona urbana. Nesta, devido à maior rugosidade, que conduz também à existência de maior turbulência, a camada limite situa-se a uma cota mais elevada.

Para descrição da evolução da velocidade do vento, são comumente aceites dois tipos de perfis: o perfil logarítmico (com base teórica) e o perfil tipo potência (de base empírica).

3.3.1 PERFIL LOGARÍTMICO

Na obtenção deste perfil, apenas é tida em conta a rugosidade da superfície (contrariamente ao perfil considerado correcto, que tem em conta também a altura da camada limite). Por esse motivo, o perfil

logarítmico apenas apresenta bons resultados a alturas relativamente baixas (cerca de 50 a 100m) [3.1].

Este perfil é formulado de acordo com a seguinte expressão:

$$U(z) = \frac{u_*}{k_v} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (3.2)$$

em que k_v representa a constante de Von Karman (assumindo um valor aproximadamente igual a 0,4), z a altura, z_0 é denominado por escala de rugosidade (parâmetro que tem em consideração o tipo de rugosidade do solo) e u_* é a velocidade de atrito. Este parâmetro é obtido através de:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho_{ar}}} = \frac{k_v}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \cdot U(z) \quad (3.3)$$

em que τ_0 é a tensão tangencial na superfície e ρ_{ar} a massa volúmica do ar.

A rugosidade pode ainda ser descrita como uma grandeza adimensional, através do coeficiente superficial de atrito k , o qual é definido como:

$$k = \left(\frac{u_*}{U_{ref}}\right)^2 = \left(\frac{0,42}{\ln\left(\frac{z_{ref}}{z_0}\right)}\right)^2 \quad (3.4)$$

em que U_{ref} representa a velocidade média do vento a uma altura de referência z_{ref} .

Igualando então as expressões (3.2) e (3.4), é possível calcular a velocidade média do vento de um modo mais simplificado:

$$U(z) = U_{ref} \cdot \frac{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}{\ln\left(\frac{z_{ref}}{z_0}\right)} \quad (3.5)$$

No caso de situações como a descrita na Figura 3.2, com elementos de rugosidade bastante cerrados, como áreas fortemente arborizadas ou zonas urbanas densas, a equação (3.2) sofre uma alteração, introduzindo-se uma parcela d (denominado deslocamento nulo) referente à translação do perfil:

$$U(z) = \frac{u_*}{k} \cdot \ln\left(\frac{z-d}{z_0}\right) \quad (3.6)$$

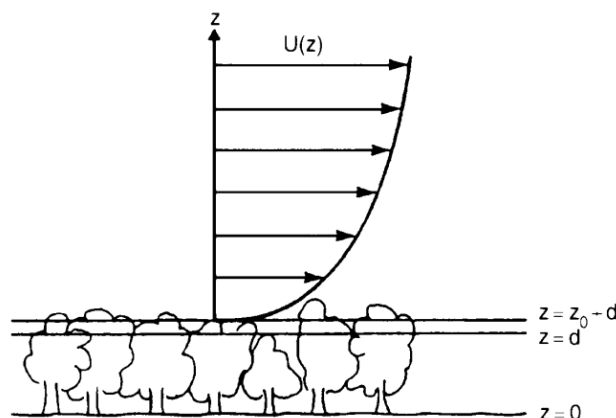


Figura 3.2 – Situação em que, devido à proximidade dos elementos de rugosidade, o perfil logarítmico sofre uma translação (deslocamento nulo)

3.3.2 PERFIL TIPO POTÊNCIA

O perfil tipo potência, embora não possua uma base teórica, é adoptado em diversos códigos (como por exemplo o Eurocódigo [3.8]). Este facto deve-se à sua simplicidade [3.1] e aos bons resultados em altura que fornece [3.1].

Este perfil é traduzido pela expressão:

$$U(z) = U_{ref} \cdot \left(\frac{z}{z_{ref}}\right)^\alpha \quad (3.7)$$

em que U_{ref} representa a velocidade a uma altura de referência (z_{ref}) e α é um coeficiente que tem em conta a rugosidade do terreno (z_0) e uma altura de referência (z_{ref}^*) na qual os dois perfis (logarítmico e tipo potência) se igualam:

$$\alpha = \left(\frac{1}{\ln \left(\frac{z_{ref}^*}{z_0} \right)} \right) \quad (3.8)$$

O Eurocódigo [3.8] apresenta para, valor de z_{ref} , 10m.

Na Figura 3.3 é apresentado um gráfico que demonstra as diferenças existentes entre os dois tipos de perfis.

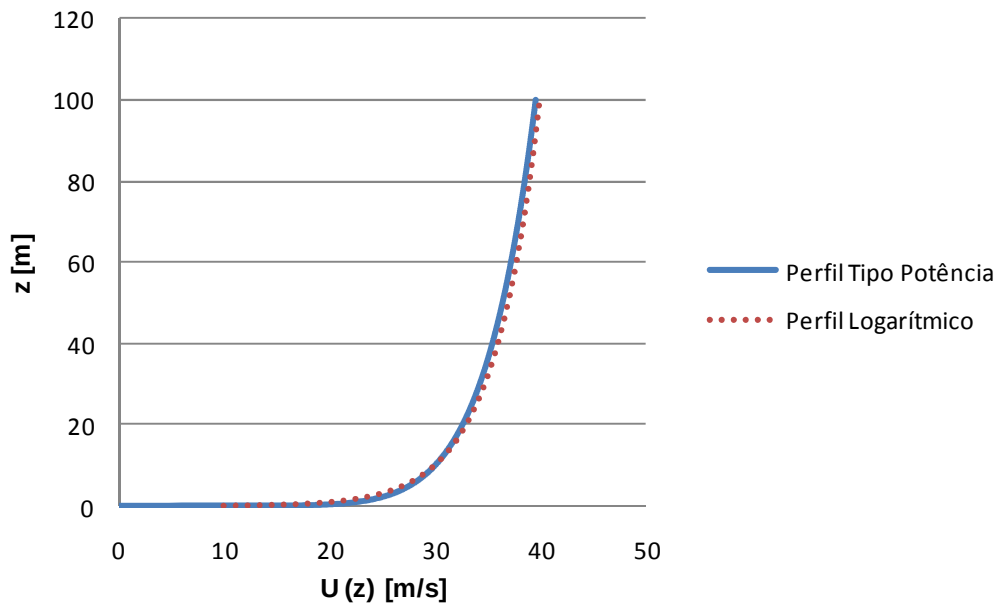


Figura 3.3 – Comparação entre os perfis logarítmico e tipo potência (para um terreno de categoria I do EN 1991-1-4 [3.8])

3.3.3 INTERVALOS DE REGISTO

A velocidade média do vento é determinada a partir de um intervalo de tempo, o qual é definido como intervalo de registo. Este intervalo para registo das velocidades do vento é um factor de grande importância, uma vez que deve ser representativo da acção que o vento exerce sobre as estruturas.

Por esse motivo, é dito em [3.6] que deverá obedecer aos seguintes aspectos:

- Possuir uma duração tal que permita recorrer aos valores normalmente registados em estações meteorológicas e permita também observar um número significativo de ciclos da resposta dinâmica de estruturas solicitadas pelo vento;
- Ser suficientemente curto para ser representativo de ventos intensos com uma curta duração;
- Corresponder a valores reduzidos em relação aos efeitos não estacionário do vento, quer em termos de intensidade quer em termos de permanência do rumo de actuação. Deste

modo, não são esperadas variações significativas dos valores da velocidade média correspondentes a registos significativos.

Este intervalo de registo varia de autor para autor, sendo, por exemplo, o proposto por Von Karman de 5 a 30 minutos, aconselhando um intervalo de 15 minutos para registo óptimo da velocidade média [3.6]. Por seu lado, o Eurocódigo estipula um intervalo de registo de 10 minutos [3.8]. Segundo Kolousek (1984), deve ser considerado um intervalo de registo de pelo menos 100 vezes o período fundamental de uma estrutura para cálculo dos seus efeitos dinâmicos [3.6].

É possível estabelecer a relação entre uma velocidade média horária (U_{3600}) e uma velocidade média relativa a um período T diferente. Esta relação é expressa através de:

$$U_T = U_{3600}(z) + c(T) \cdot \sigma_u(z) \quad (3.9)$$

em que $\sigma_u(z)$ representa o desvio padrão das flutuações longitudinais da velocidade e $c(T)$ é um coeficiente apresentado na Tabela 3.1, sendo válido para valores de escala de rugosidade $z_0 < 2,50m$ [3.6].

Tabela 3.1 – Valores do coeficiente $c(T)$ [3.5]

T [s]	1	10	20	30	50	100	200	300	600	1000	3600
$c(T)$	3,00	2,32	2,00	1,73	1,35	1,02	0,70	0,54	0,36	0,16	0,00

3.3.4 PERÍODO DE RETORNO

Por definição, o período de retorno (R) corresponde a um valor genérico U de uma variável aleatória definido como o número de amostras necessárias a considerar, em média, para que se registre uma amostra de valor superior a U .

Assim, o período de retorno pode ser descrito como:

$$R(U) = \frac{1}{1 - F(U)} \quad (3.10)$$

sendo $F(U)$ a função de distribuição de probabilidade da variável (U).

Analisando as amostras de valores máximos anuais da velocidade média do vento e admitindo estas amostras como independentes, a probabilidade ρ^L destes extremos anuais não ultrapassarem, durante L anos, o valor de U é obtida através da seguinte expressão:

$$\rho^L(U) = \left(1 - \frac{1}{R(U)}\right)^L \quad (3.11)$$

Partindo da expressão anterior, é possível obter a probabilidade P da velocidade média do vento U ser ultrapassada durante um período de tempo de L anos e é dada por:

$$P(U) = 1 - \rho^L(U) = 1 - \left(1 - \frac{1}{R(U)}\right)^L \quad (3.12)$$

É ainda possível apresentar a expressão (3.10) da seguinte forma:

$$R(U) = \frac{1}{1 - (1 - P(U))^{1/L}} \quad (3.13)$$

Esta expressão permite calcular o período de retorno de uma velocidade média do vento associada a uma probabilidade $P(U)$ de ser excedida num período de L anos. A expressão (3.13) pode ainda ser aproximada, para valores reduzidos de probabilidade P , pela seguinte expressão:

$$R(U) = \frac{L}{P(U)} \quad (3.14)$$

A título de curiosidade, refira-se que o Eurocódigo [3.8] define um período de retorno de 50 anos.

Na Figura 3.4 é apresentada a variação da probabilidade de um valor U (de velocidade média do vento) ser ultrapassado, para diferentes períodos de retorno e diferentes intervalos de tempo.

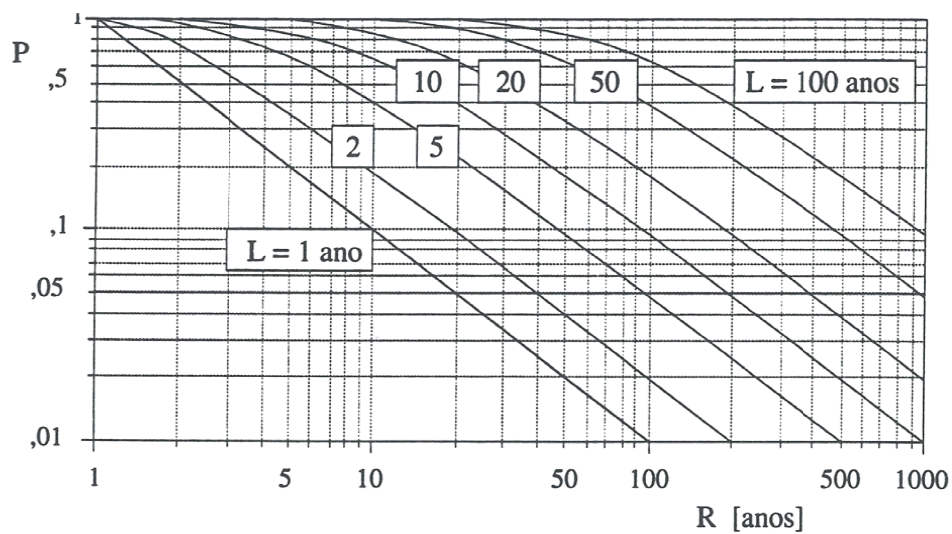


Figura 3.4 – Probabilidade P de um valor com período de retorno R ser ultrapassado durante um intervalo de tempo L [3.6]

3.4 TURBULÊNCIA ATMOSFÉRICA

O escoamento do ar, dentro da camada limite da atmosfera, é sempre turbulento, ou seja, este escoamento é sempre caótico, podendo os períodos de aleatoriedade variar de frações de segundo até alguns minutos [3.1].

Por esse motivo, o estudo da componente turbulenta do vento é realizado com base em métodos estatísticos, sendo explicado através de processos estocásticos [3.9]. Uma vez que a dimensão do presente trabalho não permite um estudo com maior detalhe destes temas, nesta secção apenas será feita referência a conceitos base relacionados com a turbulência atmosférica.

3.4.1 INTENSIDADE DE TURBULÊNCIA

Por definição, a intensidade de turbulência do vento é definida como a relação entre o desvio-padrão das flutuações da velocidade do vento a uma determinada cota z e a velocidade média U :

$$I_i(z) = \frac{\sigma_i(z)}{U(z)} \text{ para } i = u, v, w \quad (3.15)$$

A intensidade de turbulência é constituída, tal como é descrito em 3.2, pelas componentes u , v e w (respectivamente, na direcção longitudinal, transversal e vertical).

O desvio-padrão das flutuações longitudinais da velocidade do vento (σ_u) é obtido através da expressão:

$$\sigma_u = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T u^2(t) dt} \quad (3.16)$$

em que T corresponde à duração da amostra de velocidades do vento $u(t)$.

Uma vez que o desvio-padrão nas três direcções (u , v e w) decresce muito lentamente até alturas de construção comuns, este é considerado praticamente constante para camadas inferiores da atmosfera [3.6], sendo por isso considerado independente da altura em alguns códigos (a norma [3.8] é um exemplo disso mesmo).

Assumindo um terreno homogéneo, o escoamento será, também ele, homogéneo. Esta característica significa que as suas características estatísticas não sofrem alteração num plano horizontal [3.1]. Por esse motivo, os desvios-padrão das três componentes turbulentas (u , v e w) apenas dependerão da velocidade média do vento. Até uma altura de até cerca de 100-200m acima de terrenos homogéneos, é aceite que os desvios-padrão sejam aproximados aos seguintes [3.1, 3.4]:

- $\sigma_u = Au_*$
- $\sigma_v \approx (0,75 \text{ a } 0,85) \cdot \sigma_u$
- $\sigma_w \approx (0,5 \text{ a } 0,6) \cdot \sigma_u$

em que A pode tomar valores de 2,5, quando $z_0 = 0,05$ e de 1,8, quando $z_0 = 0,3m$.

Simiu [3.5] descreve ainda que o desvio-padrão das flutuações longitudinais da velocidade pode ser descrito como:

$$\sigma_u = \sqrt{\beta} \cdot u_* \quad (3.17)$$

em que β é um coeficiente cujos valores foram obtidos através de medições. Valores deste coeficiente são apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Valores de β tendo em conta a escala de rugosidade (z_0)

z_0	0,005	0,07	0,30	1,00	2,50
β	6,5	6,0	5,25	4,85	4,00

Em situações de terrenos planos, o valor de σ_u toma valores aproximados de $2,45 \cdot u_*$. Conjugando a expressão (3.2), relativa à velocidade média do vento segundo o perfil logarítmico, e a expressão (3.15), é possível obter uma expressão simplificada da intensidade de turbulência I_u :

$$I_u \approx \frac{2,45 \cdot u_*}{\left(\frac{u_*}{k} \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right)} \approx \frac{1}{\ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} \quad (3.18)$$

Assim, é possível obter as seguintes igualdades, caracterizadoras das relações entre a intensidade de turbulência nas três direcções:

$$I_v \approx (0,75 \text{ a } 0,85) \cdot I_u(z) \quad (3.19)$$

$$I_w \approx (0,75 \text{ a } 0,85) \cdot I_u(z) \quad (3.20)$$

3.4.2 ESCALAS INTEGRAIS DE TURBULÊNCIA

As características das flutuações da velocidade do vento em dois pontos afastados não sendo iguais, não são estatisticamente independentes. Estas flutuações da velocidade registada num determinado ponto podem ser encaradas como a sobreposição de turbilhões que são movimentados à velocidade média do vento. Cada turbilhão poderá ser visto como o responsável por flutuações periódicas da velocidade no ponto em questão, com uma frequência n . Definida a sua frequência e a velocidade do vento (U), é possível calcular o comprimento de onda (λ) desses turbilhões:

$$\lambda = \frac{U}{n} \quad (3.21)$$

O valor de λ é uma medida do comprimento do turbilhão [3.5].

As escalas de turbulência são uma medida do comprimento médio dos turbilhões num escoamento. A escala de turbulência dos turbilhões médios longitudinais associados às flutuações da velocidade longitudinal é calculada do seguinte modo:

$$L_u^x = \int_0^\infty \rho_u(P_1(x, y, z), P_2(x + \Delta x, y + \Delta y, z + \Delta z), \Delta t = 0). d\Delta x \quad (3.22)$$

em que ρ_u é o coeficiente de correlação cruzado o qual se refere aos valores da componente turbulenta u medida entre dois pontos (P_1 e P_2) no mesmo instante. Esta função é mais facilmente compreendida se se atentar à Figura 3.5. O coeficiente de correlação cruzado varia entre 0 e 1, consoante os pontos estão mais ou menos espaçados no tempo (como na Figura 3.5) ou no espaço (como na expressão (3.22)).

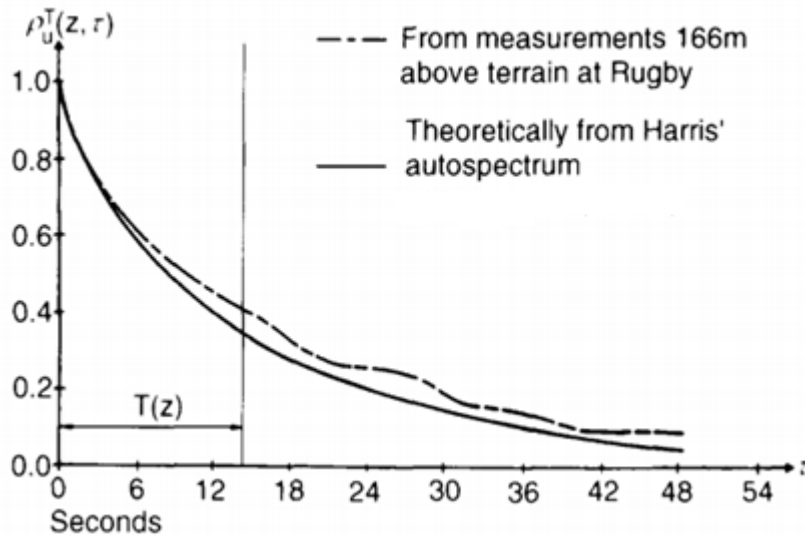


Figura 3.5 – Função de autocorrelação, segundo Harris (1970) [3.1]

Existem ao todo nove escalas integrais de turbulência, combinando os três tipos de turbulência (u , v e w) e as três direcções (x , y e z):

- L_u^x , L_u^y e L_u^z
- L_v^x , L_v^y e L_v^z
- L_w^x , L_w^y e L_w^z

Adoptando a hipótese de Taylor, a qual afirma que a descrição estatística das variáveis temporais da turbulência pode ser baseada nas características espaciais do campo de velocidades do vento [3.7], é possível considerar que as características turbulentas do vento se movimentam a uma velocidade U mantendo-se inalteradas (“congeladas”).

Partindo desse princípio, é apresentada a seguinte expressão empírica (para valores de z entre os 10 e os 240m) proposta por Counihan [3.7]:

$$L_u^x = C.z^m \quad (3.23)$$

em que C e m são coeficientes dependentes da escala de rugosidade. Estes parâmetros são apresentados na Figura 3.6.

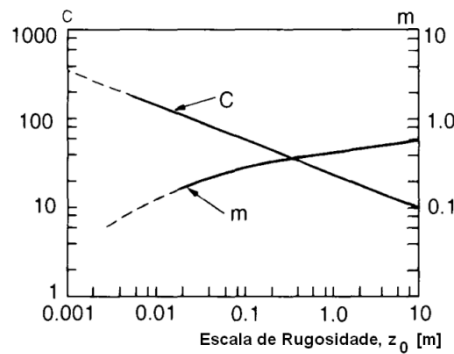


Figura 3.6 – Valores de C e m como função da escala de rugosidade

De acordo com [3.1], é possível estabelecer relações aproximadas entre L_u^x , L_u^y e L_u^z , sendo propostas as seguintes:

$$L_u^y = 0,3.L_u^x \quad (3.24)$$

$$L_u^z = 0,2.L_u^x \quad (3.25)$$

3.4.3 FUNÇÕES DE DENSIDADE ESPECTRAL DE POTÊNCIA DAS FLUTUAÇÕES LONGITUDINAIS

Tal como já foi anteriormente afirmado (3.4.2), a componente turbulenta da velocidade do vento pode ser considerada como uma sobreposição de turbilhões com um comprimento de onda λ e frequência n . Por esse motivo, a energia cinética total do movimento turbulento pode ser considerada como a soma das contribuições de cada turbilhão do fluxo.

A turbulência desenvolve-se, numa primeira fase, com turbilhões muito extensos (elevados valores de λ), da ordem de grandeza da espessura da camada limite atmosférica. A ruptura destes turbilhões em turbilhões mais reduzidos deve-se à acção das forças de inércia [3.6]. Esta passagem corresponde a um processo de transferência de energia das baixas para as altas frequências. Quando os turbilhões

possuem já uma extensão reduzida, ocorre dissipação de energia cinética do escoamento em energia térmica devido às forças viscosas.

A contribuição de cada turbilhão elementar com frequência n para a energia cinética do escoamento do vento é expressa através da função de densidade espectral de potência. Esta função é representada por $S_i(n)$, em que $i = u, v$ ou w , dependendo do estudo ser na direcção longitudinal, transversal ou vertical da componente turbulenta e é obtida através de:

$$\sigma_i^2 = \int_0^{\infty} S_i(n).dn \quad (3.26)$$

Em [3.10], Van der Hoven descreve os resultados obtidos a partir de dados registados em Brokehaven, nos EUA. Neste trabalho, o autor obteve um espectro de potência da velocidade do vento onde é possível distinguir claramente dois picos (correspondentes a períodos de retorno de, sensivelmente, 4 dias e 1 minuto) e uma zona de baixa flutuação de velocidades entre estes dois picos. Na Figura 3.7 é apresentado este espectro.

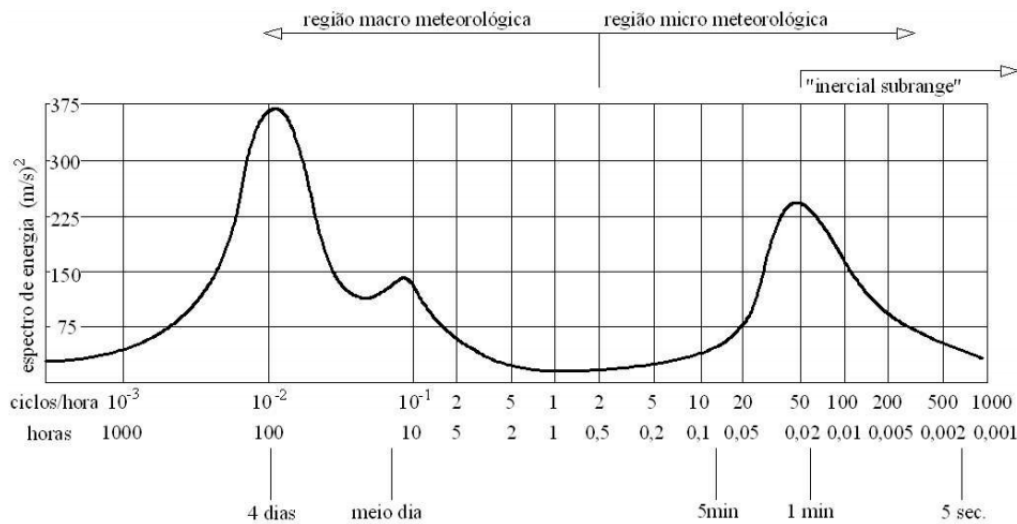


Figura 3.7 – Espectro obtido por Van der Hoven [3.7, 3.10]

Para um estudo centrado na análise de estruturas, apenas faz sentido estudar este espectro nas gamas de frequências dessas mesmas estruturas. Por esse motivo, apenas interessa analisar o espectro para períodos inferiores a 1 minuto, sendo esse intervalo designado por “inercial subrange”.

De acordo com [3.5], numa situação de equilíbrio indiferente da atmosfera, a função de densidade espectral de potência da componente longitudinal das flutuações da velocidade do vento é dada por:

$$\frac{n.S_u(n, z)}{u_*^2} = 0,26.f_z^{-2/3} \quad (3.27)$$

em que o quociente $n.S_u(n, z)/u_*^2$ é designado por densidade espectral reduzida e f_z por frequência reduzida:

$$f_z = \frac{n.z}{U(z)} \quad (3.28)$$

Se na expressão (3.27) for introduzida a aproximação dada por $\sigma_u \approx 2,45 \cdot f_z^{-2/3}$, obtém-se a seguinte expressão:

$$\frac{n.S_u(n, z)}{\sigma_u^2} \approx 0,045 \cdot f_z^{-2/3} \quad (3.29)$$

Outro autor, Davenport, propôs uma outra função de densidade espectral reduzida das flutuações longitudinais da velocidade do vento definida por:

$$\frac{n.S_u}{u_*^2} = \frac{4,0 \cdot X^2}{(1 + X^2)^{4/3}} \quad (3.30)$$

Em que X é uma variável adimensional definida por:

$$X = \frac{1200 \cdot n}{U_{10}} \quad (3.31)$$

sendo U_{10} a velocidade média do vento a uma altura $z=10m$. Como é possível constatar, contrariamente à equação (3.29), a função densidade espectral reduzida de Davenport não depende da altura (embora nos ensaios realizados se tenha observado uma ligeira diminuição da energia com a altura, esta não possuía uma ordem de grandeza necessária para ser tida em conta [3.6]). Devido a esta característica e a um comportamento deficiente para baixas frequências, o espectro de potência reduzido de Davenport foi revisto por diversos autores (Kaimal, Simiu, Von Karman, Harris, Solari) [3.5, 3.6, 3.7].

Kaimal propôs a seguinte expressão:

$$\frac{n.S_u(n, z)}{u_*^2} = \frac{105 \cdot f_z}{(1 + 33 \cdot f_z)^{5/3}} \quad (3.32)$$

sendo uma versão modificada deste, o espectro adoptado pelo Eurocódigo [3.8] . Simiu et al [3.5], através da introdução da igualdade $\sigma_u = 2,45.u_*$, propôs um espectro de potência reduzido partindo do definido por Kaimal:

$$\frac{n.S_u(n, z)}{u_*^2} = \frac{200.f_z}{(1 + 50.f_z)^{5/3}} \quad (3.33)$$

Este espectro reduzido difere do de Kaimal em situações de terrenos com uma escala de rugosidade superior a 0,30m, levando, nesses casos, a uma sobrestimação da resposta estrutural em cerca de 5%.

Por último, Von Karman também definiu uma formulação para um espectro reduzido de potência para as flutuações longitudinais da velocidade do vento. Este espectro é expresso por:

$$\frac{n.S_u(n, z)}{\sigma_u^2} = \frac{4.f_L}{(1 + 70,8.f_L^2)^{5/6}} \quad (3.34)$$

em que

$$f_L = \frac{n.L_u^x(z)}{U(z)} \quad (3.35)$$

Esta proposta é descrita em [3.5] como melhor adaptada a estruturas com frequências naturais baixas (da ordem dos 0,02 a 0,008 Hz) do que a estruturas com frequências mais elevadas.

Na Figura 3.8 são apresentadas os espectros reduzidos de potência das flutuações da velocidade longitudinal da velocidade do vento, a uma cota de 10m, segundo diversos autores.

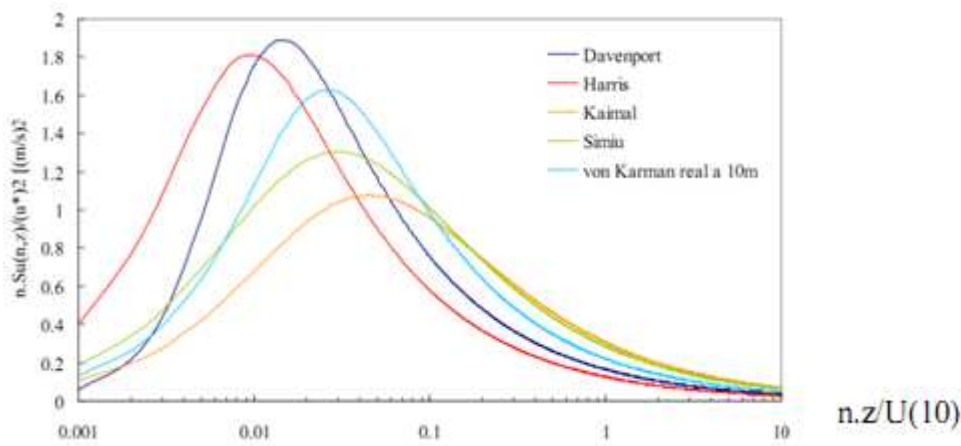


Figura 3.8 – Espectro reduzidos de potência das flutuações longitudinais da velocidade do vento segundo Davenport, Harris, Kaimal, Simiu e Von Karman a uma cota de 10m [3.7]

3.4.4 ESPECTRO CRUZADO DAS FLUTUAÇÕES LONGITUDINAIS

O espectro cruzado das flutuações longitudinais é uma medida do grau de correlação dessas mesmas flutuações entre dois pontos distanciados por $(\Delta x, \Delta y, \Delta z)$. Esta função é uma grandeza complexa, sendo definida por:

$$S_{u_1 u_2}(\Delta r, n) = S_{u_1 u_2}^c(\Delta r, n) + i S_{u_1 u_2}^q(\Delta r, n) \quad (3.36)$$

em que a parcela $S_{u_1 u_2}^c(\Delta r, n)$ corresponde à parte real (também chamada co-espectro) e $i S_{u_1 u_2}^q(\Delta r, n)$ corresponde à parte imaginária (também designada por espectro de quadratura).

Em situações de vento forte, os valores do espectro de quadratura tornam-se irrelevantes, obtendo-se a seguinte expressão:

$$S_{u_1 u_2}(\Delta r, n) = \sqrt{S_u(P_1, n) \cdot S_u(P_2, n)} \cdot coh(\Delta r, n) \quad (3.37)$$

sendo que $S_u(P_1, n)$ e $S_u(P_2, n)$ representam os autoespectros das flutuações de velocidade nos pontos P_1 e P_2 , e $coh(\Delta r, n)$ representa a função de coerência. Esta função traduz a dependência estatística das componentes turbulentas dos dois pontos a uma determinada frequência n , associada à dimensão espacial dos turbilhões existentes no escoamento [3.7]

Para cálculo desta função de coerência, Davenport propôs a seguinte expressão [3.5]:

$$coh(\Delta r, n) = e^{-\hat{f}} \quad (3.38)$$

Em que $\hat{f}$ é definido como:

$$\hat{f} = \frac{n \cdot \sqrt{C_x^2 \cdot \Delta x^2 + C_y^2 \cdot \Delta y^2 + C_z^2 \cdot \Delta z^2}}{0,5 \cdot (U(P_1) + U(P_2))} \quad (3.39)$$

Os coeficiente C_x , C_y e C_z são designados por coeficientes de decaimento e possuem diferentes valores atribuídos, variando de autor para autor. O Eurocódigo [3.8] define valores de 0, 11,5 e 11,5 para, respectivamente C_x , C_y e C_z .

3.4.5 FACTOR DE RAJADA

Com o intuito de simular a acção do vento (tendo em conta o seu carácter turbulento) em estruturas, é utilizada, em diversos códigos, uma expressão mais simplificada, que é obtida assumindo uma lei de distribuição gaussiana de probabilidades:

$$\hat{U} = \bar{U} + k_p \cdot \sigma_u \quad (3.40)$$

em que k_p é um factor de pico e $\hat{U}$ é a velocidade de ponta. Esta velocidade de ponta é considerada a velocidade máxima do vento atingida para um determinado intervalo de tempo [3.7].

Deste modo, é possível calcular um novo coeficiente, denominado de factor de rajada $\hat{G}(z)$, que não é mais do que a relação entre a velocidade de ponta e a velocidade média à mesma cota:

$$\hat{G}(z) = \frac{\hat{U}(z)}{\bar{U}(z)} \quad (3.41)$$

A título exemplificativo, Cremona et al. [3.4] propôs a seguinte expressão para cálculo da velocidade de ponta:

$$\hat{U}(z) = \bar{U}(z) \cdot (1 + 2,8 \cdot I_u(z)) \quad (3.42)$$

Por outro lado, a norma [3.8] adopta uma expressão semelhante a (3.42), embora ligeiramente mais conservativa:

$$\hat{U}(z) = \bar{U}(z) \cdot (1 + 7 \cdot I_u(z)) \quad (3.43)$$

3.5 COMPORTAMENTO AERODINÂMICO DE CORPOS ESBELTOS

Quando um corpo está sujeito a um escoamento surgem, naturalmente, pressões na face deste (forças aerodinâmicas). Numa situação real de uma estrutura sujeita à acção do vento, é de extrema importância ter em consideração o efeito turbulento que a própria estrutura provoca no vento [3.5]. Este efeito é devido à componente turbulenta do vento que induz movimentos na estrutura. A interacção entre o movimento da estrutura e as forças aerodinâmicas é designada por aeroelasticidade [3.7].

Embora um subcapítulo subordinado a este tema seja passível de longo desenvolvimento, esse não é o objectivo do presente trabalho. Por esse motivo, não serão abordados temas importantes como determinados aspectos do princípio da Mecânica de Fluidos (entre outros). É antes feita referência a aspectos que possuirão aplicação directa ao longo do trabalho realizado.

3.5.1 PARÂMETROS ADIMENSIONAIS

Para além da sua importância para a compreensão do escoamento, estes parâmetros adimensionais são também essenciais na realização de ensaios em modelo reduzido (em túnel de vento), estabelecendo regras de semelhança. De entre os mais importantes para o desenvolvimento do presente tema, salientam-se o número de Reynolds, de Strouhal e de Scruton

3.5.1.1 Número de Reynolds

O número de Reynolds (Re) representa a relação física entre as forças de inércia e as forças viscosas:

$$Re = \frac{\rho_{ar} \cdot U \cdot B}{\mu_{ar}} = \frac{U \cdot B}{\nu_{ar}} \quad (3.44)$$

Este parâmetro revela-se essencial no estudo das camadas de separação do escoamento num corpo.

3.5.1.2 Número de Strouhal

O número de Strouhal (St) é um parâmetro adimensional muito importante na análise de libertação de vórtices por corpos imersos num escoamento. Este parâmetro representa a relação entre a largura da secção B com a largura percorrida por uma partícula de fluido $\bar{U} \cdot T$ (a uma velocidade $\bar{U}$ durante um período de tempo T) [3.7]:

$$St = \frac{B}{\bar{U} \cdot T} \quad (3.45)$$

3.5.1.3 Número de Scruton

O número de Scruton (Sc) é definido pela seguinte expressão:

$$Sc = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_e}{\rho_{ar} \cdot B^2} \quad (3.46)$$

em que δ_s é o decremento logarítmico de amortecimento estrutural e m_e representa a massa equivalente por unidade de comprimento. Este parâmetro adimensional relaciona o amortecimento e massa da estrutura com a massa do escoamento no qual está inserido. Este parâmetro é muito importante no estudo das vibrações induzidas pelo vento.

3.5.2 COEFICIENTES DE FORÇA

Partindo da equação de Bernoulli enunciada em 2.4.3.1, facilmente se depreende que um obstáculo à passagem de um escoamento sofre pressões do tipo:

$$p = \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot U^2 \quad (3.47)$$

as quais, integradas ao longo da área de incidência do escoamento, darão origem a uma força.

Considerando agora uma situação bidimensional, aquando da actuação da incidência do escoamento sobre o obstáculo, gerar-se-ão forças na direcção do escoamento e perpendicularmente ao escoamento. Estas forças são designadas, respectivamente, por forças de arrastamento (F_D) e de sustentação (F_L) e são obtidas através:

$$F_D = \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U}^2 \cdot A_{ref} \cdot C_D \quad (3.48)$$

$$F_L = \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U}^2 \cdot A_{ref} \cdot C_L \quad (3.49)$$

em que A_{ref} é uma área de referência e C_D e C_L são coeficientes adimensionais (denominados, respectivamente, por coeficiente de arrastamento e de sustentação) os quais relacionam a força paralela e perpendicular ao escoamento realmente existente numa secção de uma estrutura com a força obtida num ponto a uma distância que não sofra qualquer interferência por parte da estrutura.

3.5.2.1 Relação entre o Coeficiente de Arrastamento e o Número de Reynolds

O coeficiente de arrastamento possui um elevado grau de dependência do número de Reynolds. Essa dependência está ilustrada na Figura 3.9.

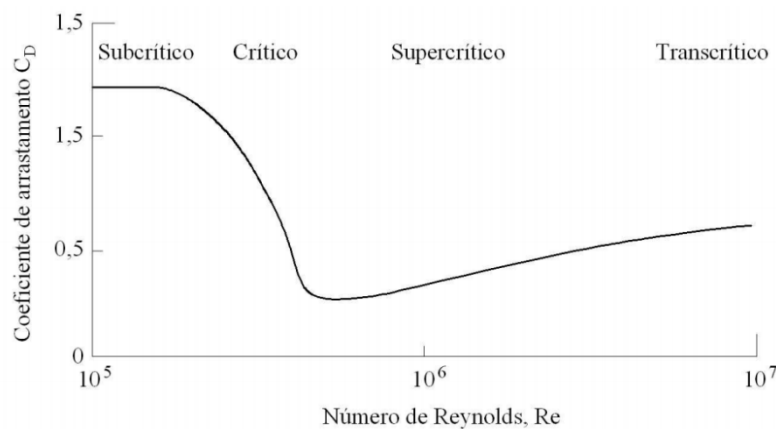
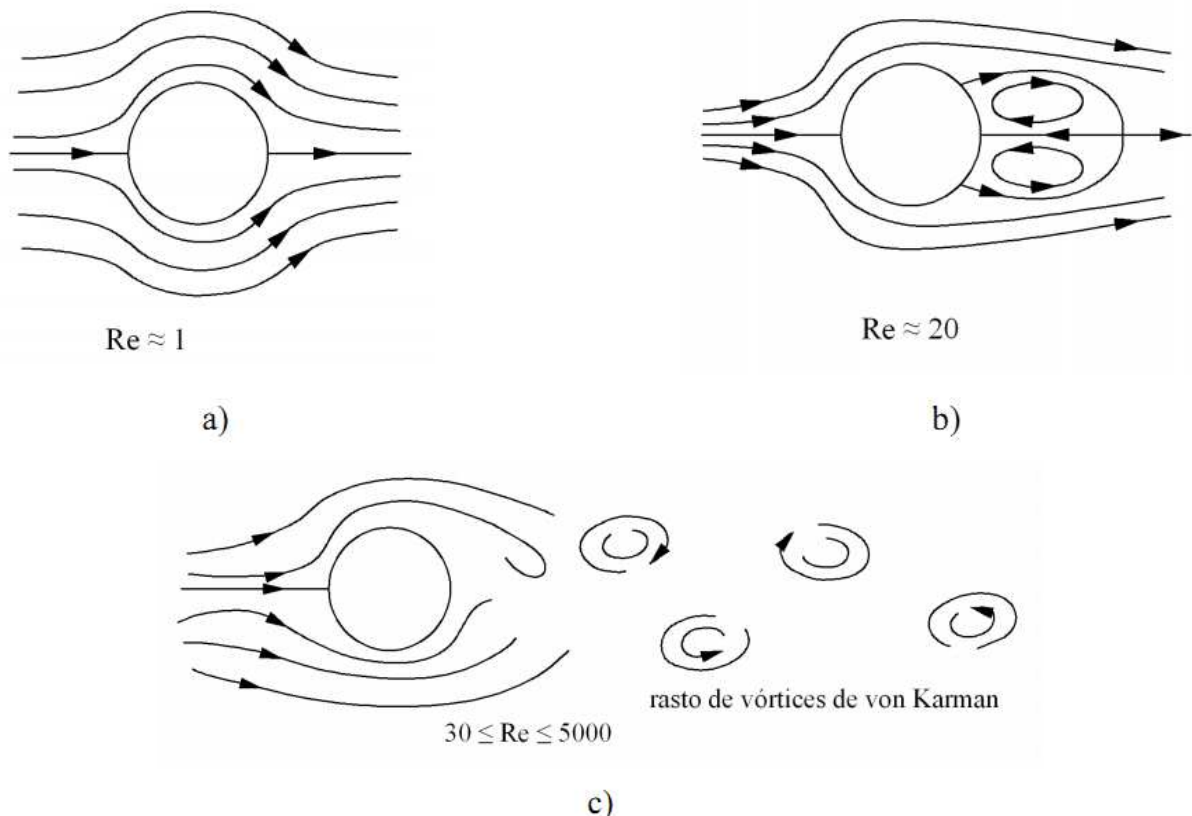


Figura 3.9 – Dependência do coeficiente de arrastamento com o número de Reynolds [3.7]

Partindo da Figura 3.9, é possível destacar quatro intervalos na evolução do coeficiente de arrastamento. O primeiro, considerado subcrítico, é caracterizado por um escoamento laminar, com turbulência fraca a sotavento do corpo. Para valores de número de Reynolds entre sensivelmente 2×10^5 e 5×10^5 , considerado o intervalo crítico, ocorre a passagem de um regime de escoamento laminar para turbulento (Figura 3.10). Neste intervalo, o valor de C_D diminui bruscamente, devendo-se este fenómeno ao estreitar da esteira gerada a jusante do corpo, justificado pela separação entre o fluxo e o corpo se dar mais tarde. Nos restantes intervalos, o coeficiente de arrastamento aumenta, embora sem nunca atingir os valores registados na gama subcrítica.

A formação de vórtices na esteira do corpo, que é objecto de análise em 3.6.1, também depende do número de Reynolds. Este fenómeno ocorre para valores de sensivelmente $30 \leq Re \leq 5000$ (Figura 3.10). Para estes valores, são libertados vórtices alternadamente (que se movem a uma velocidade inferior ao escoamento), formando-se um “rasto de vórtices” na esteira do cilindro, denominada “Von Karman Vortex Trail” ou “Von Karman Street”.



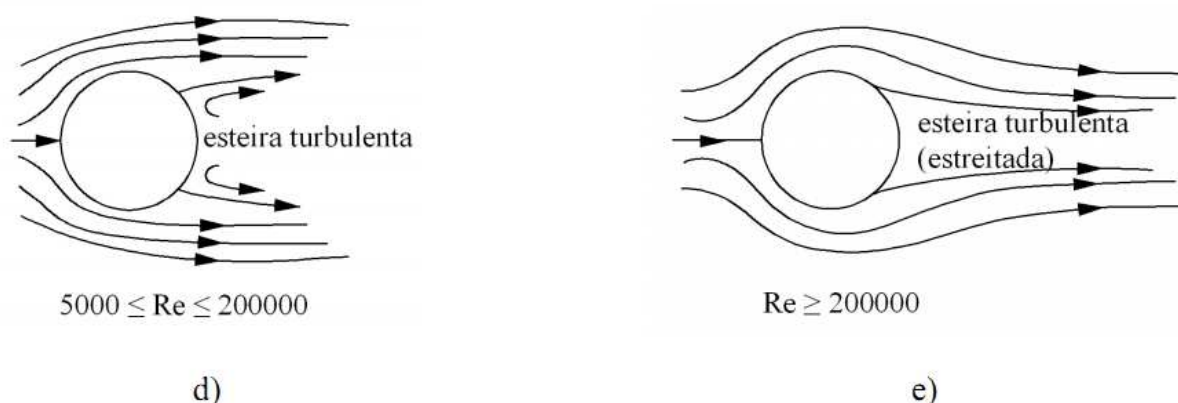


Figura 3.10 – Caracterização do escoamento para diferentes valores de número de Reynolds [3.5, 3.7]

3.5.3 FORÇAS AERODINÂMICAS NUMA SECÇÃO

As secções 3.5.3.1 e 3.5.3.2 foram baseadas em [3.6].

3.5.3.1 Corpo Fixo Imerso num Escoamento Uniforme

De acordo com a Figura 3.11, considere-se uma secção transversal (por exemplo, de um tabuleiro de uma ponte) o qual está imerso num escoamento uniforme. Considerando U_R como a velocidade livre do escoamento, verifica-se que este incide sobre a secção segundo um ângulo α .

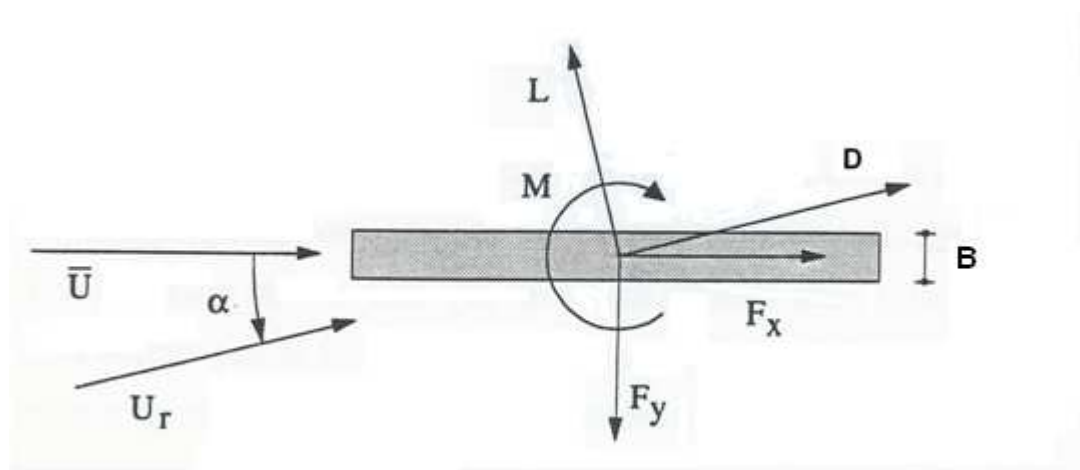


Figura 3.11 – Secção transversal fixa de uma estrutura esbelta genérica [3.6]

Para além da decomposição, na secção em estudo, da acção do vento, em força de arrastamento e de sustentação, caso o centro de pressões e o centro de rotação do tabuleiro não coincidam, gerar-se-á também um momento torsor (M).

Deste modo, o valor médio de cada uma destas solicitações aerodinâmicas é obtida através de [3.6]:

$$\bar{F}_D(\alpha) = \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U}_R^2 \cdot B \cdot C_D(\alpha) \quad (3.50)$$

$$\bar{F}_L(\alpha) = \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U}_R^2 \cdot B \cdot C_L(\alpha) \quad (3.51)$$

$$\bar{M}(\alpha) = \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U}_R^2 \cdot B^2 \cdot C_M(\alpha) \quad (3.52)$$

As forças actuantes na secção segundo os eixos X e Y, por unidade de comprimento da estrutura, são obtidas através de:

$$F_x = D(\alpha) \cdot \cos(\alpha) - L(\alpha) \cdot \sin(\alpha) \quad (3.53)$$

$$F_y = -D(\alpha) \cdot \sin(\alpha) - L(\alpha) \cdot \cos(\alpha) \quad (3.54)$$

Assumindo agora que U representa a projecção da velocidade livre do vento segundo o eixo X, resulta que:

$$U = U_R \cdot \cos(\alpha) \quad (3.55)$$

Introduzindo agora a expressão (3.55) nas equações (3.53) e (3.54), obtém-se:

$$\bar{F}_x(\alpha) = \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot U^2 \cdot B \cdot C_{F_x}(\alpha) \quad (3.56)$$

$$\bar{F}_y(\alpha) = \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot U^2 \cdot B \cdot C_{F_y}(\alpha) \quad (3.57)$$

em que:

$$C_{F_x}(\alpha) = \frac{1}{\cos^2(\alpha)} \cdot [C_D(\alpha) \cdot \cos(\alpha) - C_L(\alpha) \cdot \sin(\alpha)] \quad (3.58)$$

$$C_{F_y}(\alpha) = -\frac{1}{\cos^2(\alpha)} \cdot [C_D(\alpha) \cdot \sin(\alpha) + C_L(\alpha) \cdot \cos(\alpha)] \quad (3.59)$$

3.5.3.2 Corpo Oscilante Imerso num Escoamento Turbulento

Numa situação semelhante à descrita no ponto anterior mas em que o corpo se encontra imerso num escoamento turbulento, terão de ser contempladas as parcelas referentes às flutuações longitudinais (u) e verticais (w). As oscilações transversais segundo os eixos X e Y são designadas por (X) e (Y), respectivamente, e as rotações da secção são representas por (θ).

É considerado que o vento médio ($\bar{U}$) incide na secção segundo o eixo horizontal (X) e o ângulo de ataque formado pelo eixo X e a direcção efectiva do vento é indicada por α . Contrariamente ao ponto anterior, tendo em conta o regime turbulento presente, este ângulo α variará devido às oscilações do tabuleiro e às flutuações da velocidade do vento. Para além destas considerações, é necessário acrescentar que ao longo da seguinte exposição não são consideradas variações dos coeficientes C_F devido à variação de velocidade (embora em teoria estas ocorram devido à variação do número de Reynolds) nem de geometria da secção transversal (possível de ocorrer em casos particulares).

Na Figura 3.12 é representado um esquema da situação descrita nos parágrafos anteriores.

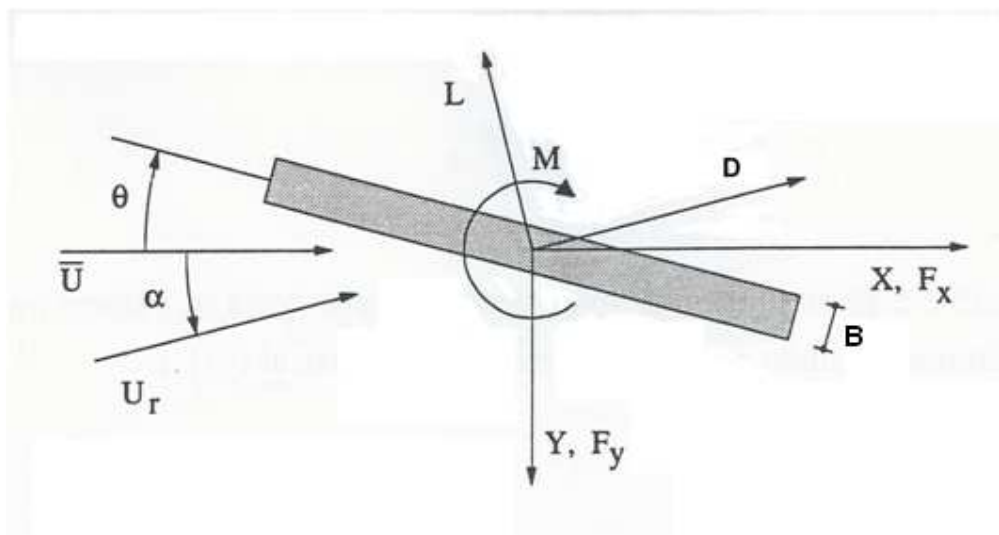


Figura 3.12 – Secção transversal oscilante de uma estrutura esbelta genérica [3.6]

Segundo Mendes [3.6], são admitidas as seguintes hipóteses:

- O comportamento aerodinâmico é quasi-estacionário, isto é, o valor instantâneo das forças aerodinâmicas é igual ao das forças induzidas num escoamento estacionário com a mesma velocidade e direcção relativas do escoamento instantâneo (Davenport, 1966);
- As amplitudes das flutuações são reduzidas em relação à velocidade média, de tal modo que as forças induzidas pelas flutuações da velocidade dependem linearmente da amplitude destas;
- As flutuações de velocidade segundo a direcção do eixo da estrutura possuem um valor desprezável;
- É admitida a “hipótese das fatias”, segundo a qual as secções da estrutura são consideradas suficientemente esbeltas para que se possam desprezar as eventuais redistribuições de pressão ao longo do eixo decorrentes de escoamentos secundários na direcção do vão, ou seja, a pressão induzida em cada secção depende apenas do vento nela actuante (Davenport, 1962).

De acordo com a Figura 3.13, as variações do valor da velocidade e do ângulo α são obtidas através de:

$$\delta\bar{U} = u - \dot{X} \quad (3.60)$$

$$\delta\alpha = -\frac{w}{\bar{U}} + \left(\theta + \frac{\dot{Y}}{\bar{U}} \right) \quad (3.61)$$

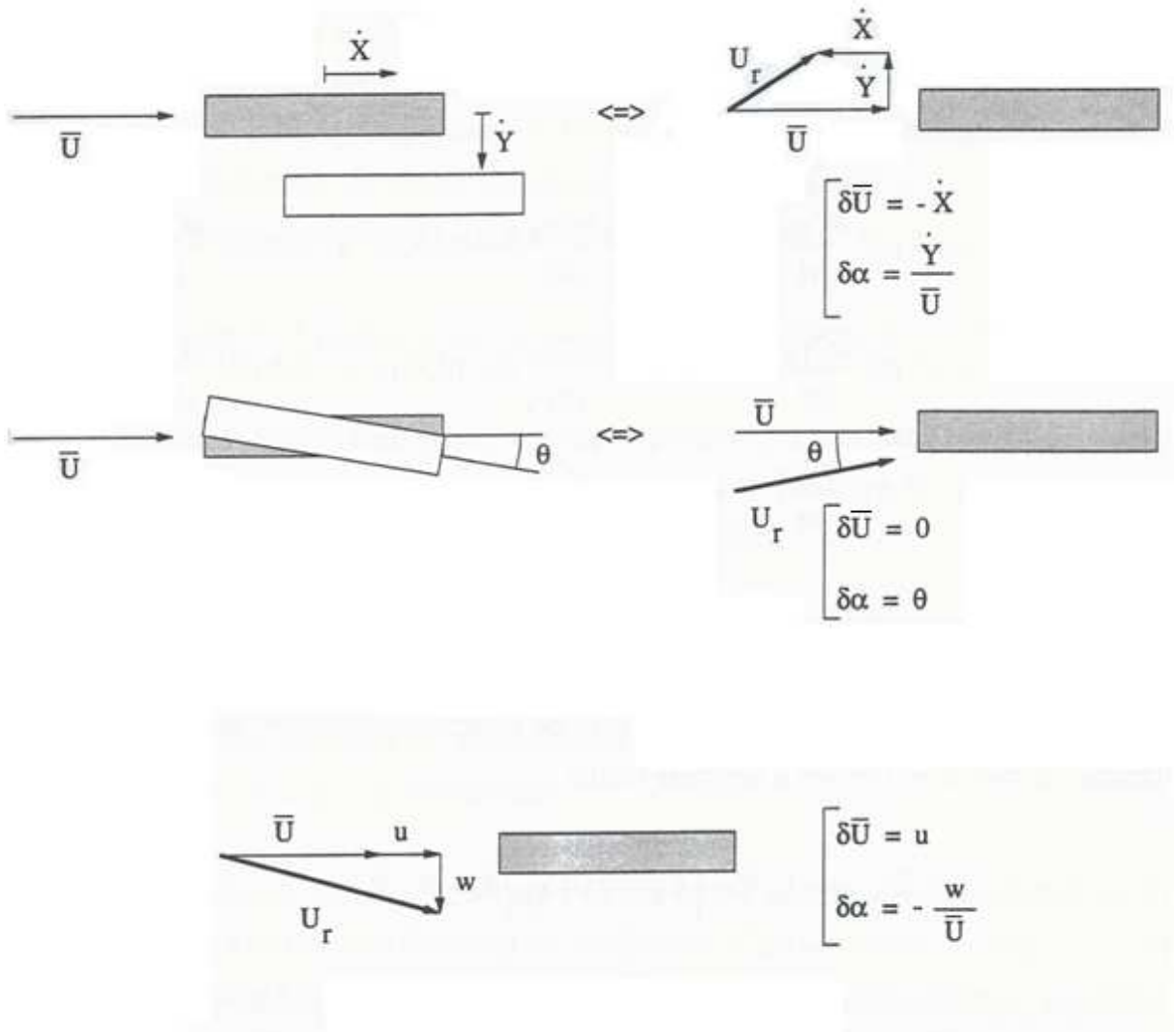


Figura 3.13 – Variações de $\delta\bar{U}$ e $\delta\alpha$ [3.6]

Considerando F a força aerodinâmica genérica devido à actuação do vento (por unidade de área de referência), δF será obtido através da consideração das expressões (3.60) e (3.61):

$$\delta F = \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot C_F(\alpha) \cdot \delta(\bar{U}) + \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U}^2 \cdot \frac{dC_F}{d\alpha} \cdot \delta\alpha \quad (3.62)$$

Individualizando agora a equação anterior para cada uma das componentes de força aerodinâmica, é obtido:

$$\delta F_X = -\rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot C_{F_X} \cdot \dot{X} + \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot \frac{dC_{F_X}}{d\alpha} \cdot \dot{Y} + \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U}^2 \cdot \frac{dC_{F_X}}{d\alpha} \cdot \theta + \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot C_{F_X} \cdot u - \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot \frac{dC_{F_X}}{d\alpha} \cdot w \quad (3.63)$$

$$\delta F_Y = -\rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot C_{F_Y} \cdot \dot{X} + \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot \frac{dC_{F_Y}}{d\alpha} \cdot \dot{Y} + \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U}^2 \cdot \frac{dC_{F_Y}}{d\alpha} \cdot \theta + \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot C_{F_Y} \cdot u - \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot \frac{dC_{F_Y}}{d\alpha} \cdot w \quad (3.64)$$

$$\delta M = -\rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot C_M \cdot \dot{X} + \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot \frac{dC_M}{d\alpha} \cdot \dot{Y} + \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U}^2 \cdot \frac{dC_M}{d\alpha} \cdot \theta + \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot C_M \cdot u - 0,5 \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot \frac{dC_M}{d\alpha} \cdot w \quad (3.65)$$

Considerando I_i , C_i e K_i os termos escalados de massa, amortecimento e rigidez, respectivamente, para $i = X, Y$ e Z , e admitindo que o centro de gravidade e de rotação são coincidentes, as equações de movimento do corpo cuja secção transversal é estudada são dadas por:

$$I_X \cdot \ddot{X} + [C_X + \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot C_{F_X}] \dot{X} + K_X \cdot X + \left\{ -\frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot \frac{dC_{F_X}}{d\alpha} \cdot \dot{Y} - \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U}^2 \cdot \frac{dC_{F_X}}{d\alpha} \cdot \theta \right\} = \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot C_{F_X} \cdot u - \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot \frac{dC_{F_X}}{d\alpha} \cdot w \quad (3.66)$$

$$I_Y \cdot \ddot{Y} + \left[C_Y - 0,5 \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot \frac{dC_{F_Y}}{d\alpha} \right] \dot{Y} + K_Y \cdot Y + \left\{ \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot C_{F_Y} \cdot \dot{X} - \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U}^2 \cdot \frac{dC_{F_Y}}{d\alpha} \cdot \theta \right\} = \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot C_{F_Y} \cdot u - 0,5 \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot \frac{dC_{F_Y}}{d\alpha} \cdot w \quad (3.67)$$

$$I_\theta \cdot \ddot{\theta} + C_\theta \cdot \dot{\theta} + \left(K_\theta - \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U}^2 \cdot \frac{dC_M}{d\alpha} \right) \theta + \left\{ \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot C_M \cdot \dot{X} - \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot \frac{dC_M}{d\alpha} \cdot \dot{Y} \right\} = \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot C_M \cdot u - \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U} \cdot \frac{dC_M}{d\alpha} \cdot w \quad (3.68)$$

As equações (3.66) a (3.68) demonstram a dependência dos esforços aerodinâmicos em relação às componentes turbulentas do vento e às oscilações da estrutura. Os termos incluídos em parêntesis rectos correspondem à soma do amortecimento estrutural com termos de amortecimento aerodinâmico (ver 3.5.4). Os termos em chavetas correspondem às forças aerodinâmicas de acoplamento. Por último, o termo marcado com parêntesis curvo (apenas na expressão (3.68)) engloba a soma da rigidez estrutural de rotação com um termo equivalente da rigidez aerodinâmica.

Como principais aspectos da presente dedução, Mendes [3.6] realça, entre outras, as seguintes conclusões:

- Não pode ocorrer instabilidade aerodinâmica para oscilações horizontais (uma vez que $C_{F_{cx}} > 0$);
- Pode ocorrer instabilidade aerodinâmica para oscilações verticais caso as oscilações do tabuleiro nesta direcção correspondam a variações de C_{F_y} no mesmo sentido (ou seja, $\frac{dC_{F_y}}{d\alpha} > 0$);
- A rigidez de torção é afectada no caso de, às rotações da secção corresponderem variações no mesmo sentido do momento tursor aerodinâmico;
- As flutuações verticais da velocidade do vento são tanto mais significativas quanto mais elevadas forem as derivadas dos coeficientes de força ao ângulo de ataque.

Os termos nas equações (3.66) a (3.68) realçados com chavetas (forças aerodinâmicas de acoplamento) podem, na generalidade dos casos, ser desprezados.

3.5.4 AMORTECIMENTO AERODINÂMICO

Como ficou patente no ponto anterior, através das equações (3.63) e (3.64), as forças (por unidade de área projectada) devido à parcela correspondente às oscilações segundo X e Y são as seguintes:

$$\delta F_x = -\rho_{ar} \bar{U} \cdot C_{F_x} \cdot \dot{X} \quad (3.69)$$

$$\delta F_y = \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \bar{U} \cdot \frac{dC_{F_y}}{d\alpha} \cdot \dot{Y} \quad (3.70)$$

Verifica-se então que as forças aerodinâmicas apresentam uma relação linear de proporcionalidade com a velocidade média do vento. Estas forças são designadas por forças de amortecimento aerodinâmico e, por analogia às forças de amortecimento estrutural, podem ser apresentadas segundo coeficientes (denominados coeficientes de amortecimento aerodinâmico):

$$\delta F_x = -C_{ax} \cdot \dot{X} \longrightarrow C_{ax} = \rho_{ar} \bar{U} \cdot C_{F_x} \quad (3.71)$$

$$\delta F_y = -C_{ay} \cdot \dot{Y} \longrightarrow C_{ay} = -\frac{1}{2} \rho_{ar} \bar{U} \cdot \frac{dC_{F_y}}{d\alpha} \quad (3.72)$$

Tal como foi explicado nas conclusões apresentadas no ponto anterior, segundo a direcção longitudinal de actuação do vento, o amortecimento aerodinâmico nunca é negativo. No entanto, segundo a direcção transversal o mesmo já não acontece, podendo este amortecimento aerodinâmico ser negativo no caso de $\frac{dC_{F_y}}{d\alpha} > 0$. A ocorrência de fenómenos de galope (ver 3.6.3) possui a sua génese exactamente nestes problemas de amortecimento aerodinâmico transversal negativo.

Alargando estes conceitos a uma estrutura esbelta definida no espaço modal por N modos de vibração (ϕ_i), com N frequências de vibração (n_i), em que i é o i -ésimo modo de vibração dessa estrutura, é possível obter um coeficiente modal relativo ao amortecimento aerodinâmico. Este é definido como a razão entre o coeficiente generalizado de amortecimento aerodinâmico e o coeficiente de amortecimento crítico ($C_{cr,i} = 2.(2.\pi.n_i).m_i$):

$$\xi_{a,i,X} = \frac{\int_0^L C_{ax}(z).B(z).\phi_i^2(z).dz}{4.\pi.n_i \int_0^L m(z).\phi_i^2(z).dz} \quad (3.73)$$

em que $B(z)$ é a dimensão transversal da estrutura e $m(z)$ a massa da estrutura distribuída por unidade de comprimento.

Numa situação de uma estrutura esbelta horizontal com geometria e massa constantes ao longo do seu comprimento (como por exemplo, o tabuleiro de uma ponte [3.7]), o coeficiente modal de amortecimento aerodinâmico, associado a vibrações horizontais, é dado por:

$$\xi_{a,i,X} = \frac{\rho_{ar}.B.\bar{U}.C_{F_x}}{4.\pi.n_i.m} = \frac{\bar{F}_x}{2.\pi.n_i.m.U} \quad (3.74)$$

Para um modo de vibração vertical, o coeficiente modal de amortecimento aerodinâmico é obtido através de:

$$\xi_{a,i,Y} = \frac{-\rho_{ar}.B.\bar{U}.\frac{dC_{F_y}}{d\alpha}}{8.\pi.n_i.m} = \frac{-d\bar{F}_y/d\alpha}{4.\pi.n_i.m.\bar{U}} \quad (3.75)$$

sendo que $\bar{F}_i$ corresponde ao valor médio da força segundo a direcção i .

A partir das equações (3.74) e (3.75) facilmente se constata que o coeficiente modal de amortecimento aerodinâmico é inversamente proporcional à frequência dos modos de vibração.

Davenport (1972) afirma que a descrição quasi-estática, assumida nas presentes deduções, não pode ser aplicada em situações em que a interacção entre as oscilações do corpo e o desprendimento de vórtices na esteira da estrutura é significativa. Deste modo, esta descrição referente aos coeficientes de amortecimento aerodinâmico só se aplica a situações em que a frequência reduzida das oscilações da estrutura, definida como:

$$\xi = \frac{n.B}{U} \quad (3.76)$$

seja inferior ao valor do número de Strouhal [3.6].

Tendo em conta o tema do presente do trabalho, possui também importância acrescentar que estruturas de valores reduzidos de massa linear e de frequências próprias (tais como chaminés metálicas), podem possuir valores elevados de amortecimento aerodinâmico.

3.6 FENÓMENOS AEROELÁSTICOS

De entre os fenómenos aeroelásticos, destacam-se: o “lock-in” e o galope. No entanto, devido à importância que pode possuir em chaminés metálicas, é feita uma análise aos fenómenos de ovalização. Este fenómeno é muitas vezes associado ao fenómeno de “lock-in”.

3.6.1 “LOCK-IN” (LIBERTAÇÃO DE VÓRTICES EM RESSONÂNCIA COM A ESTRUTURA)

Este tipo de fenómeno é mais comum em estruturas esbeltas como cabos, torres ou chaminés metálicas, entre outros.

O fenómeno de “vortex shedding”, tal como referido em 2.4.3.2, ocorre quando há desprendimento de vórtices alternados na esteira de uma estrutura imersa num escoamento. Estes desprendimentos levam a sucessivos ciclos de aumentos e diminuições de pressão nas faces laterais da estrutura. Por essa razão, o fenómeno de libertação de vórtices induz vibrações transversais à actuação do vento (Figura 3.14).

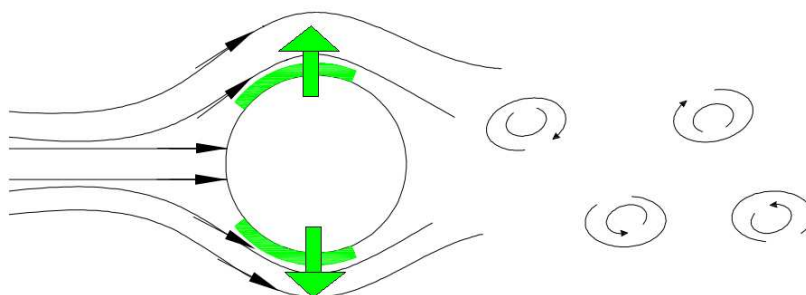


Figura 3.14 – Direcção das vibrações alternadas de uma chaminé sobre o efeito de “vortex shedding”

Numa situação em que este desprendimento de vórtices possui uma frequência tal que iguale uma frequência própria da estrutura, caracterizado por [3.5]:

$$\frac{n_i \cdot B}{U_{cr}} = St \quad (3.77)$$

a estrutura entra em ressonância. Esta sincronização entre o escoamento e a estrutura não é imediatamente desfeita quando ocorre um aumento de velocidade do vento. Pelo contrário, esta ressonância é mantida para a mesma frequência até certos intervalos de velocidade, denominando-se este fenómeno por “lock-in” (Figura 3.15).

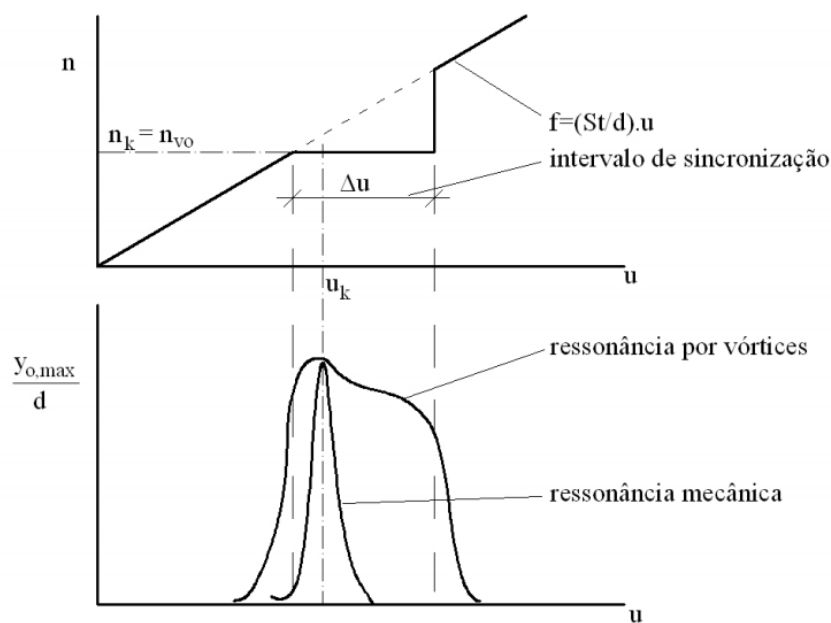


Figura 3.15 – Caracterização do fenómeno de lock-in [3.3, 3.7]

Segundo ensaios realizados por Scruton et al [3.1], o número de St , referido na expressão (3.45), depende do de Reynolds de acordo com a Figura 3.16. Esta dependência foi obtida para um cilindro com baixa rugosidade e para um modelo aeroelástico.

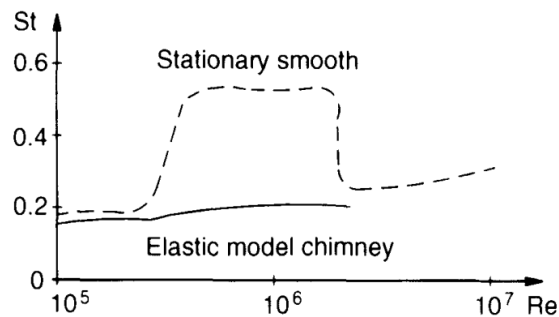


Figura 3.16 – Dependência do número de Strouhal em relação ao número de Reynolds

A acção de desprendimento de vórtices gera, numa estrutura de secção transversal circular (como uma chaminé metálica), três tipos de forças [3.1]:

- Devido aos efeitos de turbulência causados pelas flutuações laterais (F_t);
- Devido à libertação de vórtices (F_v);
- Devido aos movimentos auto-induzidos, sendo os mais importantes devido ao amortecimento negativo gerado pela libertação de vórtices (F_m).

Assim, a força gerada pelo fenómeno de “vortex shedding” é dada por:

$$F = F_t + F_v + F_m \quad (3.78)$$

Tal como enunciado na descrição da força F_m , o amortecimento aerodinâmico é de consideração essencial neste fenómeno, uma vez que este pode tomar valores negativos. Em situações de estruturas sujeitas a fluxos estacionários, o risco ainda é maior.

A influência da turbulência no fenómeno de libertação de vórtices foi estudada por diversos autores [3.1, 3.11]. Na Figura 3.17 são apresentados os resultados de um estudo que incidiu na relação entre o amortecimento aerodinâmico negativo e a turbulência. Como é possível observar, o aumento da turbulência reduz o risco de o amortecimento aerodinâmico ser negativo. Na Figura 3.17 é apresentada a relação entre o número de Scruton e a intensidade de turbulência. É feita referência em [3.1] que para valores de $Sc < 10$ o risco de ocorrência de lock-in é bastante acentuado. Quando $Sc > 20$ não existe risco de ocorrer esse efeito.

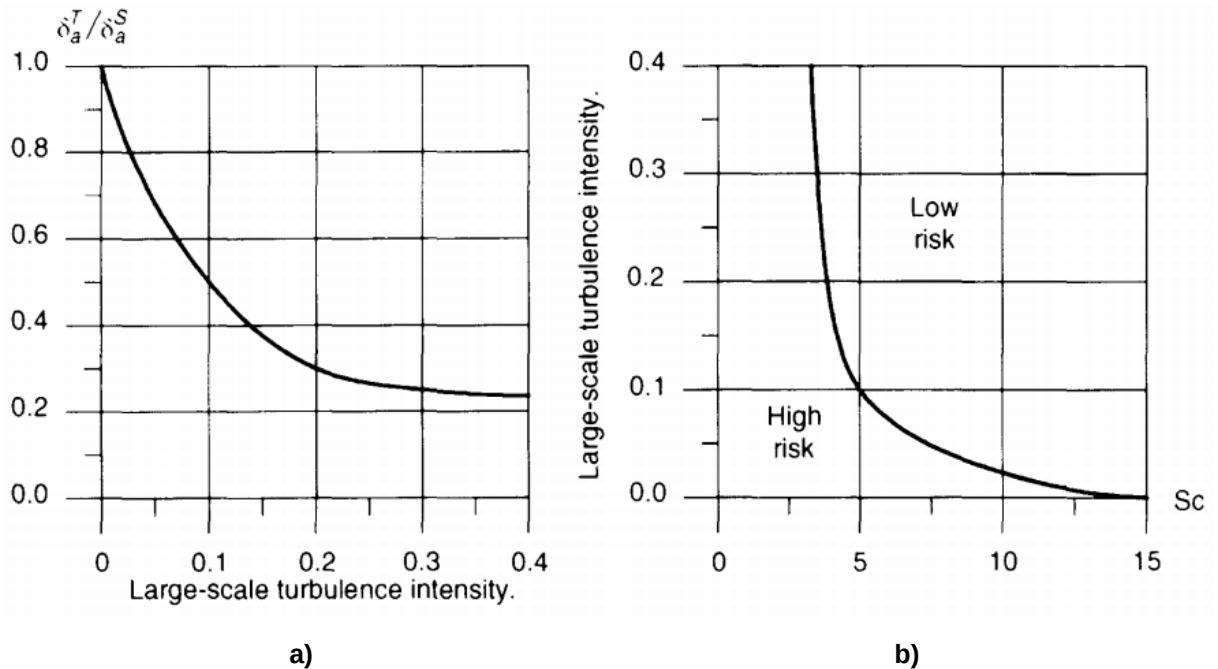


Figura 3.17 – a) evolução do rácio δ_a^T / δ_a^S com o aumento da intensidade de turbulência (em que o símbolo T se refere a um escoamento turbulento e S a um escoamento estacionário); b) evolução do número de Scruton em relação à intensidade de turbulência [3.1]

3.6.2 OVALIZAÇÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL DEVIDO A EFEITOS DINÂMICOS

Os fenómenos de ovalização são um problema relativamente recente. Este tipo de fenómeno surgiu com a construção de chaminés metálicas com paredes finas e com grandes alturas. O facto de estas estruturas se poderem deformar ao nível da sua casca (devido à baixa espessura das suas paredes), de serem altas o suficiente para não se fazer sentir o efeito da camada limite da atmosfera no seu topo e de possuírem baixo amortecimento estrutural são características que tornam este tipo de estruturas muito sensíveis a estes fenómenos [3.12]. Os silos metálicos são também descritos como estruturas possíveis de sofrer ovalização [3.13].

Os fenómenos de ovalização foram inicialmente descritos por Dickey e Woodfuff (1956) e por Dockstader et al (1956), tendo-se observado o desenvolvimento deste tipo de fenómenos na secção transversal de uma chaminé metálica (com 68m de altura, 3,44m de diâmetro e 7,9mm de espessura das paredes) a uma velocidade de vento de 40km/h. Um outro caso documentado é o de uma chaminé em que a sua secção sofreu ovalização com grandes amplitudes com a passagem de um tufão. Nesta situação a chaminé colapsou, tendo-se apontado esse fenómeno de ovalização como uma possível causa [3.14]. Mais recentemente, foram observados fenómenos de ovalização em silos vazios durante uma tempestade. Esse facto levou a um estudo mais exaustivo dos modos de vibração dessas estruturas, estando esses resultados demonstrados, a título de curiosidade, na Figura 3.18. Chama-se a atenção para a configuração dos modos de vibração, os quais demonstram a conjugação entre ovalização da secção com modos de vibração axiais, daí ser comum designar estes modos por (m, n) , em que o comprimento de onda axial é dado por $m/2$ e n o número de ondas circunferenciais [3.15].

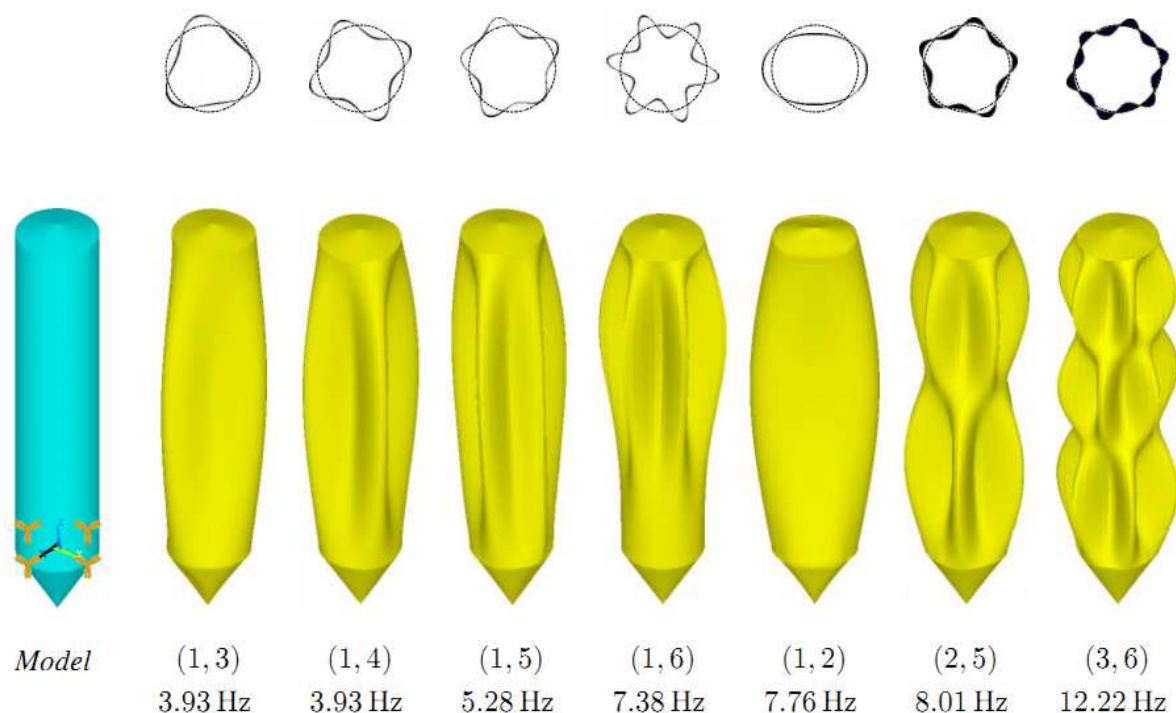


Figura 3.18 – Resultados obtidos para os modos de vibração por ovalização do estudo presente em [3.15]

Inicialmente, supunha-se que este fenómeno se devia ao mecanismo de libertação de vórtices. Esta explicação surgiu pelo facto de se ter observado que estes fenómenos ocorriam para frequências próximas da frequência natural da estrutura e que a frequência de ovalização correspondia, aproximadamente ao dobro da frequência de libertação de vórtices [3.14]. Esta hipótese gerou algum

consenso, uma vez que era algo credível que, para cada libertação de vórtice, ocorresse um ciclo de ovalização (tendo em conta que cada ciclo de “vortex shedding” inclui a libertação de dois vórtices, ocorreriam então dois ciclos de ovalização em cada ciclo de “vortex shedding” (Figura 3.19)).

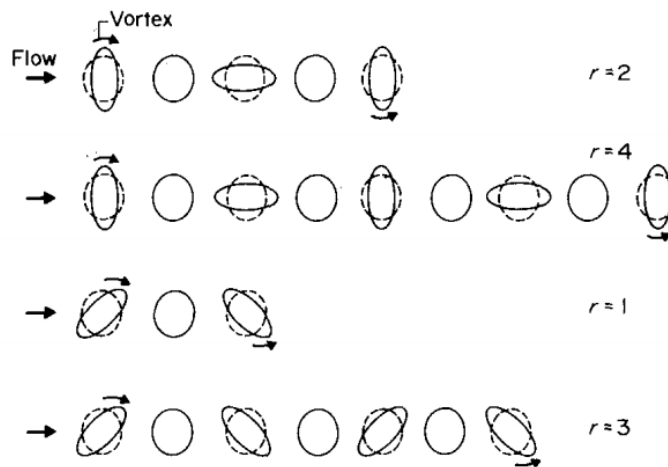


Figura 3.19 – Hipótese de ovalização induzida pela libertação de vórtices [3.12]

Em ensaios levados a cabo por Sharma e Johns com corpos metálicos cilíndricos em túnel de vento [3.14], conclui-se que os fenómenos de ovalização ocorriam para múltiplos (r) das frequências de libertação de vórtices. Estes múltiplos podiam tomar o valor de 1 a 6. A explicação oferecida para explicar este fenómeno foi de que para cada libertação de vórtice, o cilindro sofreria um “empurrão” que levaria a que a secção cumprisse um, dois ou três ciclos completos de ovalização (para $r = 2, 4$ ou 6 , respectivamente) ou um número de meios ciclos (para r ímpar).

Em ensaios realizados por Paidoussis e Helleur [3.14], ficou comprovado que o fenómeno de “vortex shedding” afinal não era responsável pela ovalização da casca de cilindros metálicos. Para o comprovar, foi instalada uma placa divisória (tal como ilustrado na Figura 3.20) para suprimir a formação de vórtices. Com essa montagem foi constatado que a ovalização da secção se mantinha mas os vórtices tinham deixado de se formar.

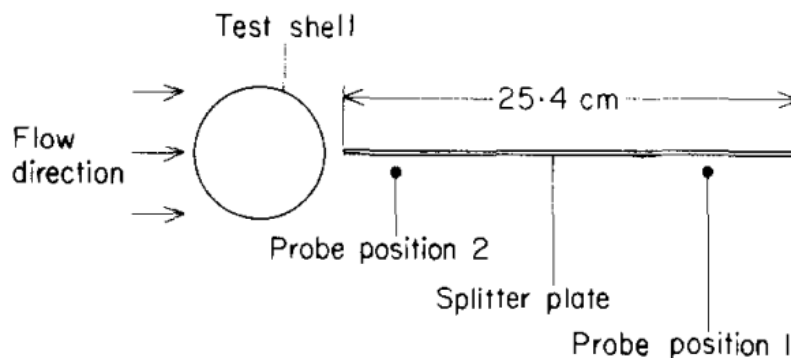
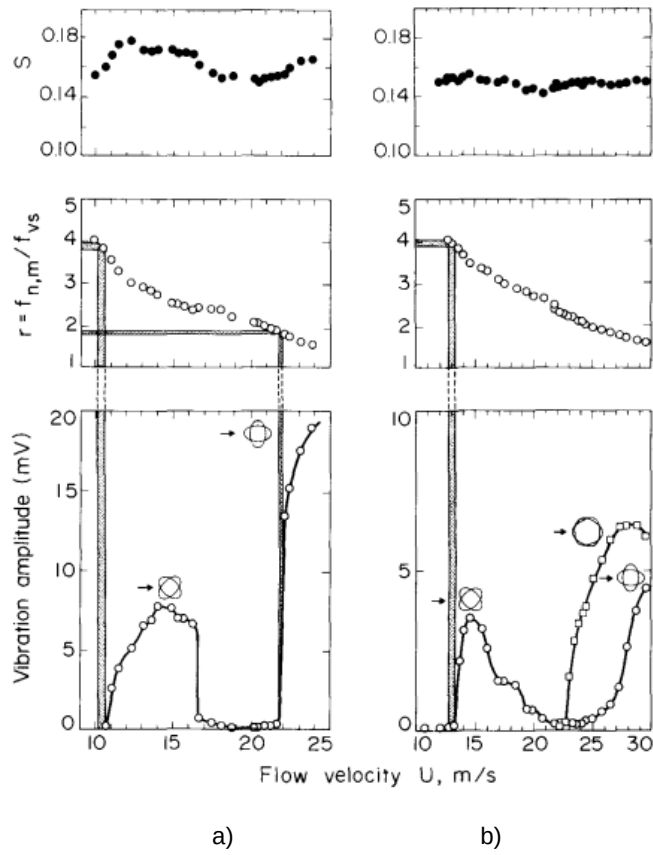


Figura 3.20 – Esquema descrito em [3.14] para suprimir a formação de vórtices

Para além deste facto, um outro demonstra que o fenómeno de ovalização não está relacionado com o de “vortex shedding”. Foi constatado que, numa situação em que a frequência de vibração é múltipla da de libertação de vórtices, para um aumento de velocidade do escoamento, a frequência de vibração

de ovalização não se altera, ao contrário da frequência de “vortex shedding” (que aumenta). Ou seja, r deixa de ser um valor inteiro. Esta situação é ilustrada na Figura 3.21.



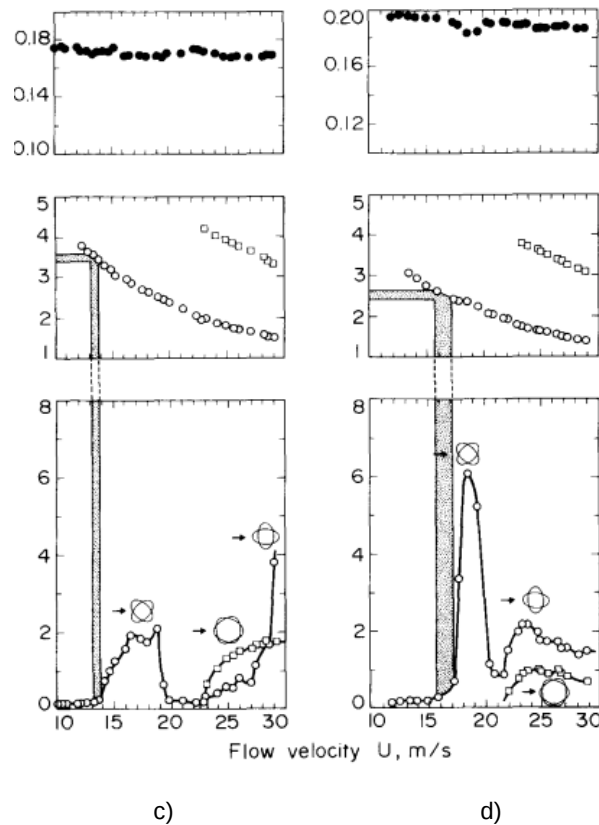


Figura 3.21 – Valores de r obtidos em quatro ensaios diferentes [3.16]

Foi concluído em [3.14] que o fenómeno de ovalização é dependente de fenómenos localizados na esteira da chaminé, mas não de “vortex shedding”.

Foi proposto, então, para justificação do fenómeno de ovalização, a ocorrência de fenómenos aeroelásticos[3.16]. Foi constatado que, quando o amortecimento era negativo (ou seja, quando a direcção da velocidade da estrutura e a direcção da componente flutuante do escoamento coincidem [3.13]) o modo de ovalização comportava-se de maneira diferente do que quando este amortecimento era positivo. Paidoussis [3.16] concluiu que para modos de vibração por ovalização com n par, no caso de o cilindro possuir amortecimento aerodinâmico negativo, a secção encontra-se orientada com um nodo na direcção do escoamento. Por outro lado, para situações de n ímpar, a secção possui um anti-nodo orientado segundo essa direcção. Este fenómeno está ilustrado na Figura 3.22.

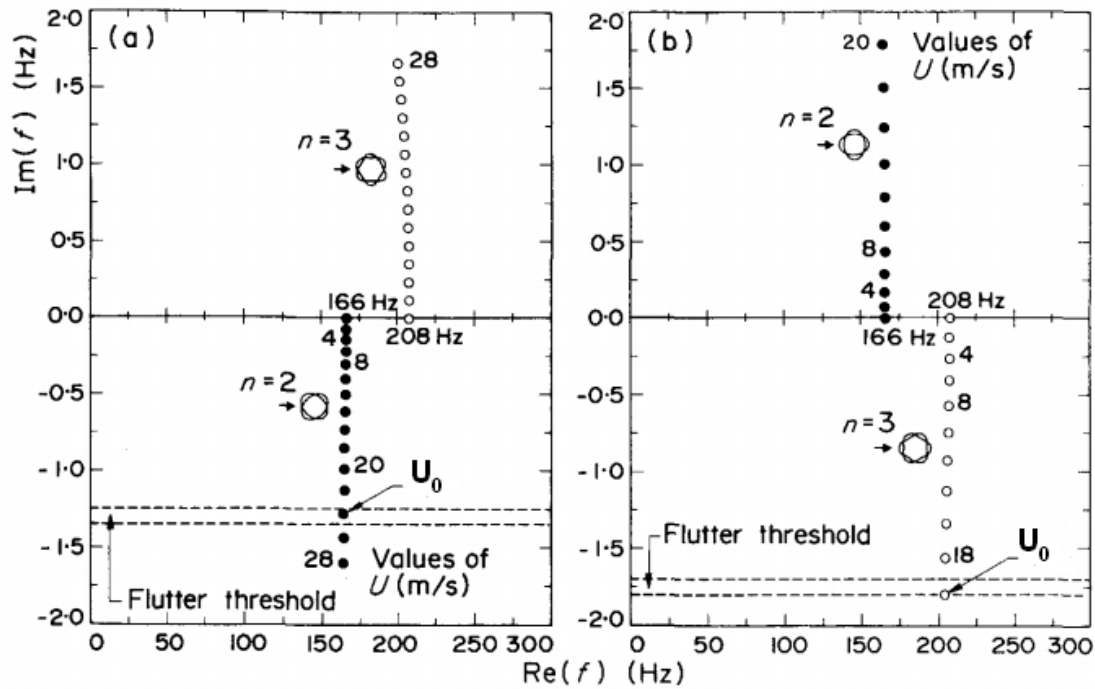


Figura 3.22 – representação da orientação da secção transversal segundo o valor do amortecimento aerodinâmico (representado por $\text{Im}(f)$)

Este efeito de amortecimento aerodinâmico negativo faz-se sentir, num escoamento uniforme, em locais da casca do cilindro em que a velocidade do vento é superior à velocidade de arranque da ovalização (U_0). Em situações de escoamento turbulento, o amortecimento aerodinâmico não passa a negativo. Esta situação é ilustrada na Figura 3.23, em que se demonstra que numa situação de escoamento uniforme a), a partir de uma velocidade U_0 , as vibrações aumentam subitamente até uma situação de ocorrência de encurvadura. Na situação de escoamento turbulento b), as vibrações possuem um aumento linear em relação à velocidade do escoamento.

A título de curiosidade, faz-se referência a dois intervalos de velocidades U_0 propostos:

- Segundo [3.14], $0,45 \cdot \frac{t}{R} < u_0 < 1,7 \cdot \frac{t}{R}$;
- Segundo [3.13], $2,22 \cdot \frac{t}{R} < u_0 < 14,72 \cdot \frac{t}{R}$

em que u_0 corresponde a uma “velocidade” de escoamento adimensional, tal que:

$$u_0 = \frac{U_0}{\left\{ \frac{E}{\rho(1-\nu^2)} \right\}^{0,5}} \quad (3.79)$$

em que E , ρ e ν são características do material (respectivamente módulo de elasticidade, densidade e coeficiente de poisson) e R e t são características da secção (raio e espessura da casca).

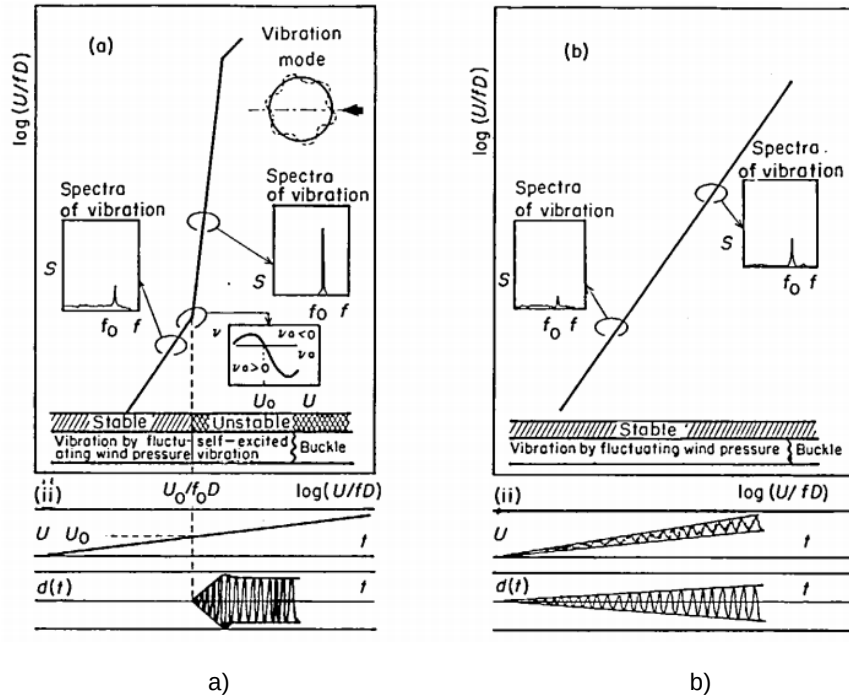


Figura 3.23 – Vibrações na secção transversal: a) num regime uniforme; b) num regime turbulento

Por último, é importante salientar que, embora o fenómeno da ovalização seja um tema bastante estudado, ainda carece de alguma confiança nos avanços obtidos. Um exemplo de uma dessas lacunas, é o facto referido em [3.17], no qual é afirmado que, seguindo a hipótese aeroelástica, é obtida uma boa correlação entre os resultados teóricos e experimentais para modos de vibração ímpares enquanto para os pares esta já não é de tão boa qualidade (Figura 3.24).

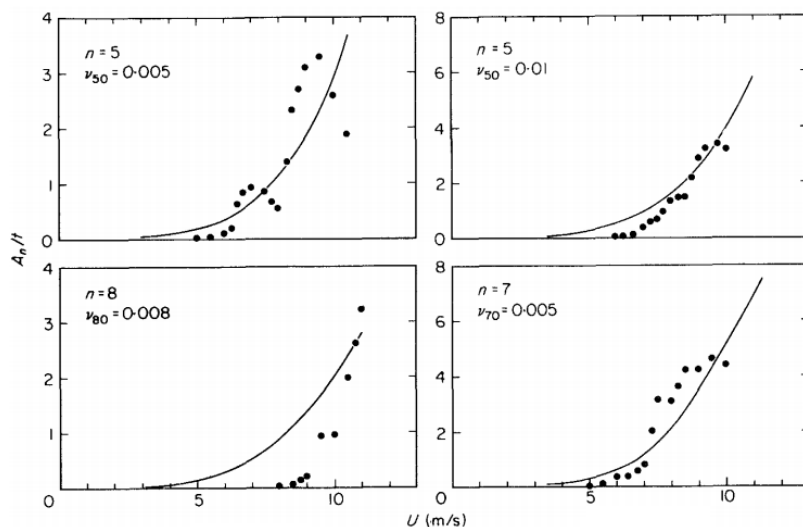


Figura 3.24 – Relação entre velocidade do escoamento e amplitude das vibrações (A) para diferentes modos de vibração (resultados teóricos/ resultados experimentais)

3.6.3 GALOPE

Os efeitos de galope caracterizam-se pela ocorrência de vibrações estruturais numa direcção praticamente perpendicular à de actuação do vento. Este efeito é devido principalmente ao efeito de amortecimento aerodinâmico negativo [3.1]. Este efeito é mais notório em estruturas esbeltas, com secções transversais especiais, como por exemplo em forma de quadrado ou em “D”, ou em situações particulares, como em cabos cobertos por gelo [3.5]. É referido também que, em situações comuns, não deverão ocorrer problemas deste tipo em chaminés de secção circular [3.3].

Este fenómeno pode levar a instabilidades de grande amplitude (normalmente entre uma a dez vezes a dimensão transversal da secção) em frequências bastante mais baixas que às de ocorrência de “vortex shedding”, para a mesma secção [3.5].

A condição de ocorrência deste fenómeno é, segundo um modelo quasi-estático [3.7] (ou seja, de acordo com o descrito em 3.5.3.2) é [3.7]:

$$c = c_s + c_a < 0 \quad (3.80)$$

Ou seja, quando o amortecimento aerodinâmico é negativo e de valor superior (em módulo) ao amortecimento estrutural.

Assim, é possível definir a condição necessária para ocorrência de fenómenos de galope (e designada por “Critério de Glauert-den-Hartog” [3.7]) como:

$$\left(\frac{dC_L}{d\alpha} + C_D \right)_0 < 0 \quad (3.81)$$

4

DISPOSITIVOS PARA CONTROLO DE VIBRAÇÕES EM ESTRUTURAS

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados diversos tipos de dispositivos de redução de vibrações em estruturas, sobre os quais são feitas algumas considerações e apresentados alguns exemplos.

São analisados com maior detalhe os amortecedores de massas sintonizadas (TMD), uma vez que constituem um tema fulcral no presente trabalho.

4.2 DISPOSITIVOS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES

4.2.1 SISTEMAS ACTIVOS

Os sistemas activos para controlo de vibrações em estruturas estão associados a uma fonte de energia exterior. Este tipo de dispositivos tem a capacidade de ajustar o seu funcionamento ao estado da estrutura, em cada instante. Assim, mediante a resposta da estrutura à acção das forças dinâmicas, os dispositivos definem a sua estratégia de controlo com o intuito de manter a resposta, tanto quanto possível, dentro de um intervalo desejado.

Estes dispositivos permitem controlar uma gama mais alargada de solicitações que os sistemas passivos, sendo possível controlar vários modos de vibração com apenas um aparelho [4.1]. No entanto, tais dispositivos não são, normalmente, considerados para estruturas com grandes dimensões uma vez que necessitam de tecnologia sofisticada, maiores custos, maior consumo de energia e possuem uma menor fiabilidade [4.1].

Alguns exemplos de dispositivos activos são os amortecedores de massas activas (AMD) e sistemas de cabos activos.

4.2.1.1 Amortecedores de Massas Activas

Os amortecedores de massas activas (“Active Mass Damper” - AMD) são constituídos, basicamente, por uma massa e por elementos que ligam essa massa à estrutura (uma mola, um amortecedor e um actuador). É este actuador que permite ajustar a resposta do sistema a solicitações dinâmicas sobre a estrutura. De acordo com [4.2], estes sistemas permitem induzir forças tanto na direcção vertical como horizontal, sendo os valores de resposta do dispositivo limitados pelo valor da massa, pela força máxima aplicável pelo actuador e pela distância relativa entre a massa e a estrutura. Na Figura 4.1 é

representado um esquema de funcionamento de um AMD. Um exemplo de uma aplicação prática de um sistema deste tipo é o edifício Kyobashi Center localizado em Tóquio, Japão [4.3].

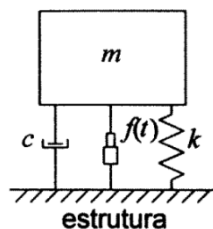


Figura 4.1– Esquema de funcionamento de um AMD

4.2.1.2 Sistemas de Cabos Activos

Este tipo de dispositivo revela-se particularmente eficaz no controlo de vibrações em pontes [4.2]. O funcionamento deste sistema baseia-se na acção de um ou mais actuadores instalados nos tirantes de uma ponte que fazem variar a tensão dos mesmos. Assim, é possível controlar as características dessa mesma ponte de acordo com as necessidades. Na Figura 4.2 é apresentado um esquema simplificado de uma ponte atirantada com este sistema implementado.

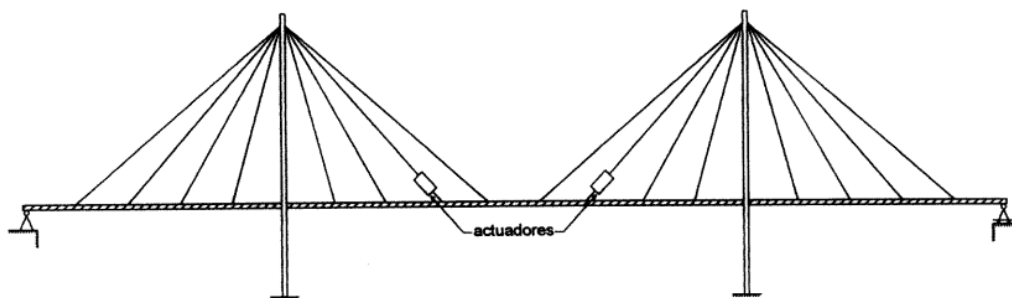


Figura 4.2 – Esquema simplificado de uma ponte atirantada com um sistema de cabos activos instalado

4.2.2 SISTEMAS SEMI-ACTIVOS

Os sistemas semi-activos são definidos como uma solução intermédia entre os sistemas activos (que necessitam de uma fonte de energia exterior) e os passivos (que não necessitam de fonte exterior). Estes dispositivos semi-activos caracterizam-se por, embora necessitem de uma fonte de energia exterior, consumirem consideravelmente menos energia que os activos e por poderem funcionar, em certos casos, com pilhas ou baterias [4.3].

Um dos exemplos mais conhecidos deste tipo de dispositivos é o dos sistemas de rigidez activa variável, que é descrito de seguida. Amortecedores de orifício variável e amortecedores de viscosidade variável (como por exemplo os amortecedores magnetoreológicos) são outros exemplos de sistemas semi-activos.

4.2.2.1 Sistemas de Rigidez Variável

Os sistemas de rigidez activa variável (“Active Variable Stiffness Device” - AVSD) são dispositivos cujo conceito de funcionamento se centra na alteração da rigidez da estrutura de modo a evitar que esta entre em ressonância com as forças dinâmicas solicitadoras [4.4]. Estas alterações são realizadas através da introdução de barras e de um sistema de bloqueio (Figura 4.3). O aumento ou diminuição da rigidez dá-se através do bloqueio ou desbloqueio, respectivamente, destas barras [4.2].

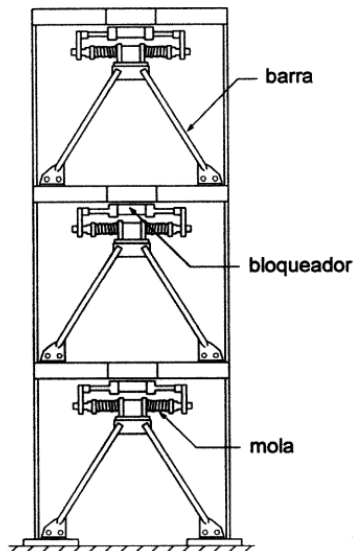


Figura 4.3 – Representação esquemática de um sistema AVSD

Um exemplo de aplicação prática deste sistema é o edifício do Kajima Technical Research Institute [4.3]. Este edifício é representado na Figura 4.4. Note-se a adequação da arquitectura ao funcionamento deste tipo de dispositivo.



Figura 4.4 - Edifício do Kajima Technical Research Institute e respectivo AVSD [4.3]

4.2.3 SISTEMAS HÍBRIDOS

Os sistemas híbridos são sistemas que conjugam, normalmente, sistemas passivos com activos de forma a potenciar as qualidades de cada um. O sistema híbrido mais utilizado é o HMD (“hybrid Mass Damper”) que combina um TMD (sistema passivo, descrito em 4.3) e um sistema activo. Segundo

[4.3], com este tipo de sistema é possível explorar o efeito passivo das forças de inércia dos TMD's e implementar um sistema activo paralelo de modo a aumentar o desempenho do HMD, quer amplificando ainda mais o movimento da massa passiva quer aumentando a robustez do dispositivo face a problemas de sintonização. Deste modo, a economia de consumo energético e de manutenção [4.3] é muito superior face a um sistema activo convencional. Na Figura 4.5 está representada uma aplicação prática do sistema HMD. Um outro exemplo de um sistema híbrido, embora combine um sistema passivo com um semi-activo, é a utilização de amortecedores magnetoreológicos integrados no funcionamento de um TMD [4.3].

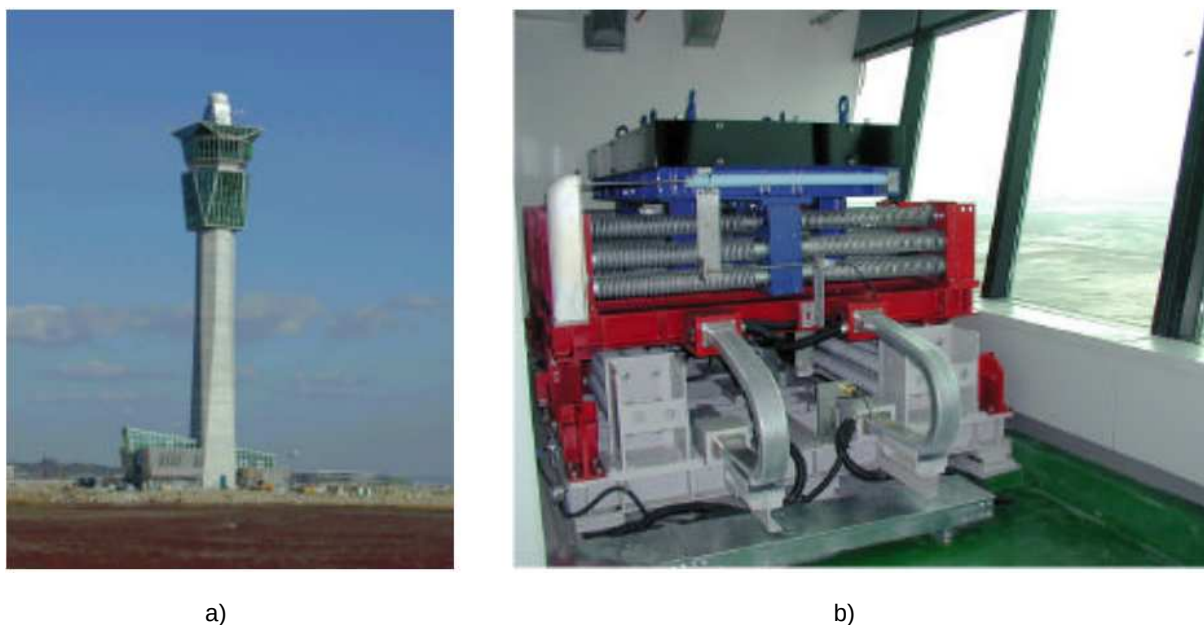


Figura 4.5 – Exemplo do HMD instalado (b) na torre de controlo de aeroporto ATC (a), na Coreia [4.5]

4.2.4 SISTEMAS PASSIVOS

Os dispositivos de amortecimento passivo caracterizam-se por não necessitarem, ao contrário dos activos, de uma fonte de energia exterior para atenuarem as vibrações de uma estrutura. Estes sistemas apresentam uma maior fiabilidade e economia quando comparados com os sistemas activos.

Este tipo de sistemas pode ser dividido em duas categorias: os amortecedores baseados nas propriedades de dissipação de energia dos materiais (tais como amortecedores viscosos ou viscoelásticos) e os sistemas de massas em que as forças de inércia contrariam os movimentos da estrutura (sendo os exemplos mais utilizados os TMD's e os TLD's).

4.2.4.1 Amortecedores Viscosos

O funcionamento dos amortecedores viscosos é baseado na força de amortecimento gerada em função da velocidade absoluta ou relativa (quer esteja o sistema fixado ao exterior ou interposto entre dois pontos da estrutura) [4.3] da passagem de um fluido através de um orifício [4.6]. Na Figura 4.6 estão representados, em esquema, um amortecedor deste tipo (a) e um exemplo de integração destes dispositivos num pórtico (b).

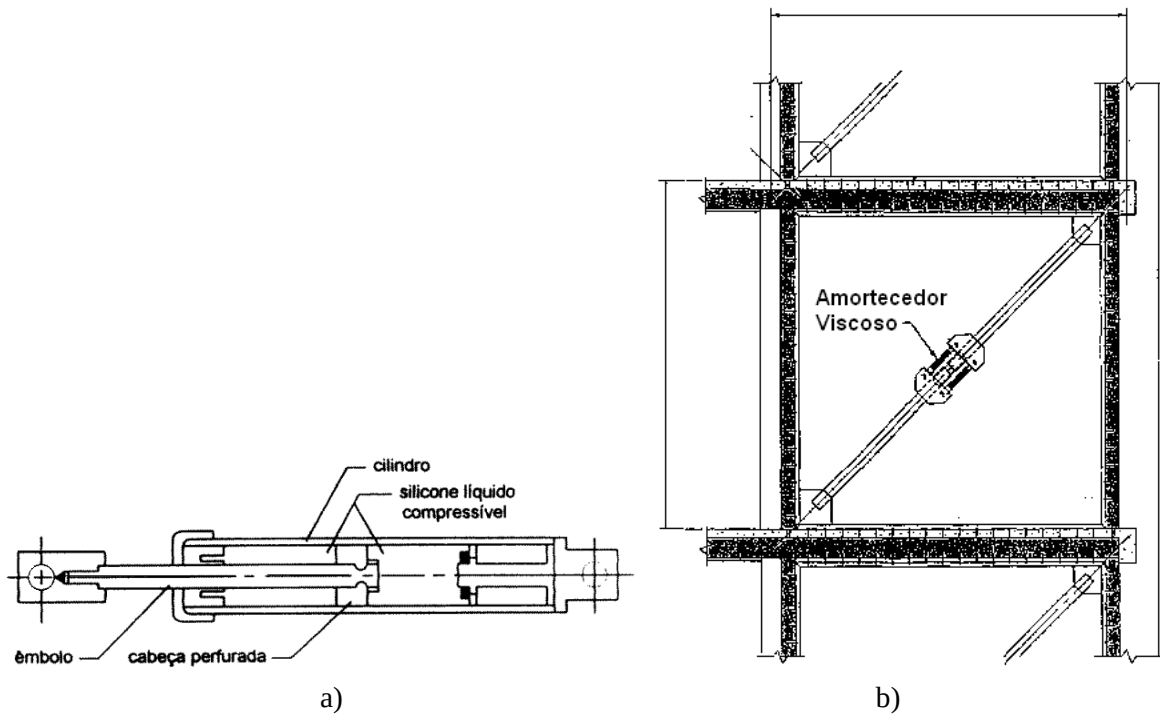


Figura 4.6 – Esquema de um amortecedor viscoso (a) e da integração deste numa estrutura em pórtico (b)

Estes amortecedores, para além de serem utilizados em edifícios (por exemplo o Arrowhead Regional Medical Center, na Califórnia, que foi a primeira aplicação deste tipo de dispositivos para protecção sísmica [4.7]), são também utilizados em pontes (tais como a ponte pedonal, Minden, Alemanha[4.3]) e em estádios (Estádio de Basebol Pacific Northwest, em Washington, EUA). Na Figura 4.7 são apresentados pormenores destes dois últimos exemplos.



Figura 4.7 – Amortecedores viscosos: a) na ponte pedonal em Minden [4.3]; b) no estádio de Basebol Pacific Northwets [4.7]

4.2.4.2 Amortecedores Viscoelásticos

Um outro tipo de amortecedores baseados nas propriedades de dissipação de energia dos materiais são os de carácter viscoelástico. Estes, para além da elevada capacidade de dissipação de energia mecânica em situações de vibrações de elevada velocidade, possuem uma força de restituição semelhante à exercida por uma mola, de tal modo que o seu comportamento global pode ser idealizado através de um amortecedor viscoso e uma mola ligados em paralelo [4.3]. Uma ilustração representativa de um amortecedor deste tipo é apresentada na Figura 4.8.

Tal como os amortecedores viscosos, estes dispositivos podem ser aplicados tanto em edifícios (como das Torres Gémeas, em Nova York, EUA) como em pontes (como na ponte atirantada Veterans Memorial Bridge, em Ohio, EUA [4.3]).

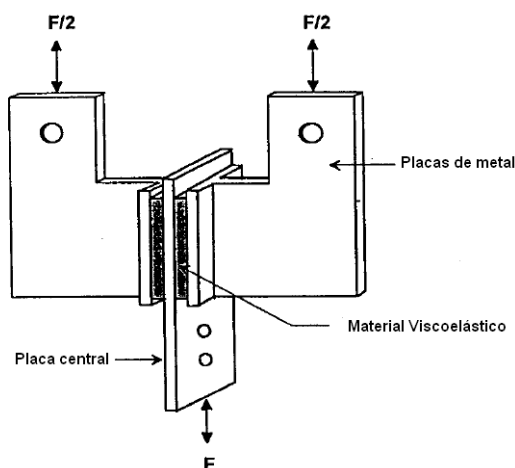


Figura 4.8 – Representação esquemática de um amortecedor viscoelástico

4.2.4.3 Amortecedores por Atrito

Os amortecedores por atrito dissipam a energia proveniente das vibrações através de atrito entre sólidos, normalmente entre duas placas de metal que são comprimidas uma contra a outra (por exemplo por via de molas pré-tensionadas) [4.8]. Estas placas deverão ser escolhidas tendo em conta a durabilidade, resistência ao desgaste e coeficiente de atrito. Estes amortecedores possuem como principal vantagem o facto de poderem ser facilmente ajustados e de serem relativamente insensíveis a variações de temperatura [4.3].

Estes amortecedores podem ser aplicados em edifícios, pontes [4.3] e em torres treliçadas [4.8] (ver Figura 4.9).

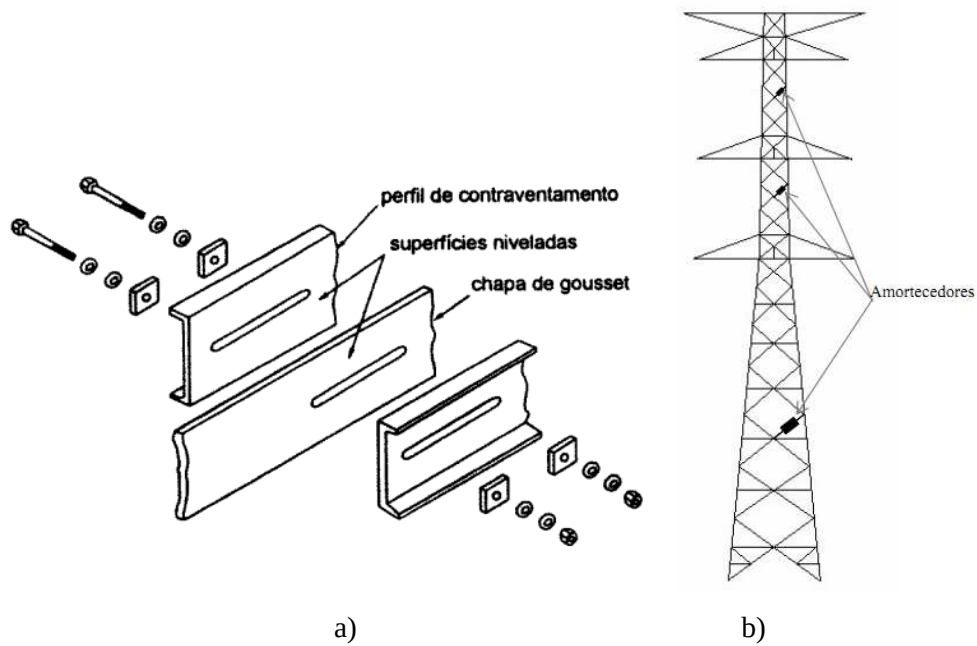


Figura 4.9 – a) Esquema ilustrativo da constituição de um amortecedor por atrito [4.2]; b) exemplo de aplicação deste tipo de amortecedor numa torre de transmissão no Japão [4.8]

4.2.4.4 Isolamento de Base

Os sistemas de isolamento de base são essencialmente associados a medidas de mitigação de efeitos sísmicos. Estes sistemas baseiam-se na tentativa de “desligar”, ao nível das deslocções laterais, o edifício do solo. No entanto, estes dispositivos devem possuir rigidez suficiente na direcção vertical para não comprometerem a estabilidade da estrutura [4.2]. Estes sistemas materializam-se através da colocação de apoios de elevada rigidez vertical e fraca rigidez horizontal na ligação entre o terreno e a estrutura (ver Figura 4.10). Alguns aspectos negativos são apontados a estes sistemas entre os quais se destacam a possível ocorrência de grandes deslocamentos horizontais e, em alguns casos, a redução da frequência fundamental da estrutura [4.2].

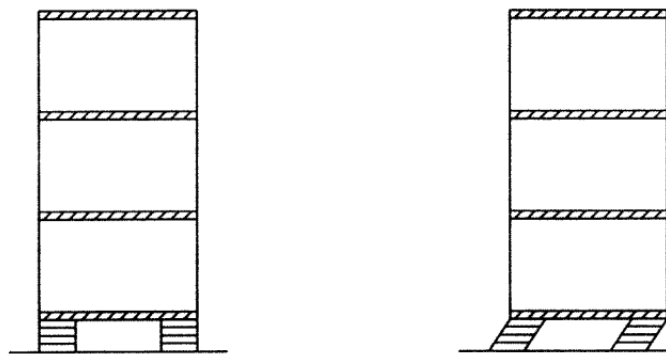


Figura 4.10 – Esquema ilustrativo de funcionamento de uma estrutura em pórtico dotada de um isolamento de base

4.2.4.5 Amortecedores de Massas Sintonizadas (TMD)

Os amortecedores de massas sintonizadas (“Tunned Mass Dampers” – TMD) serão, talvez, o dispositivo passivo de redução de vibrações mais utilizado.

Estes dispositivos são materializados através de uma massa, de uma mola e de um amortecedor ligados à estrutura que se quer controlar.

Os TMD’s possuem variadas configurações, de entre as quais se destacam o funcionamento em pêndulo e por translação (Figura 4.11).

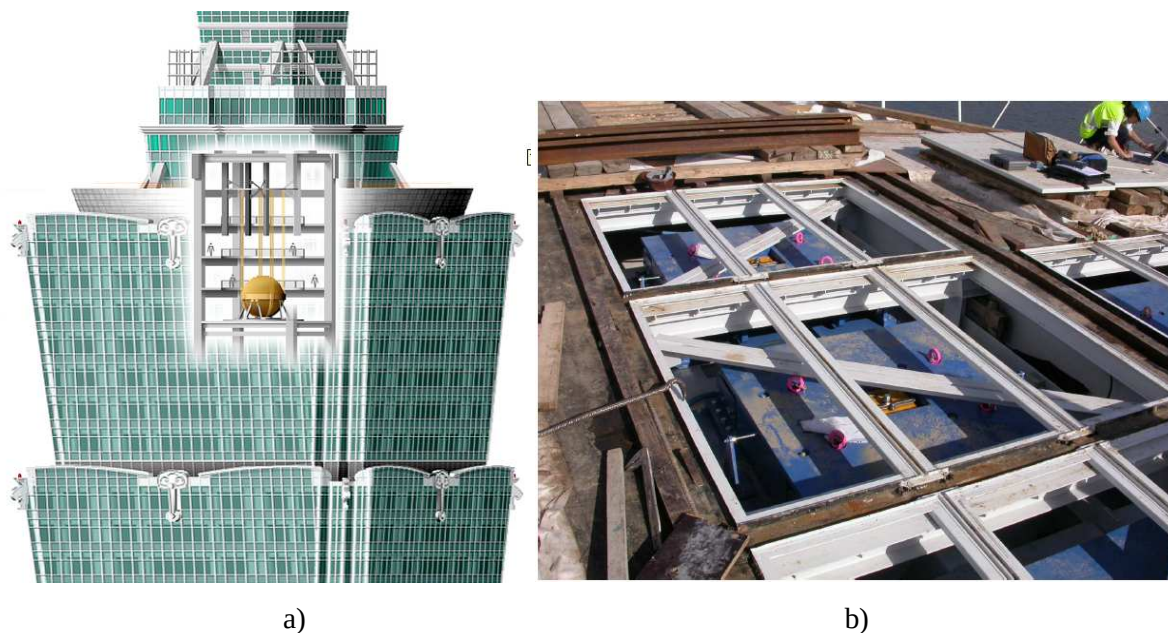


Figura 4.11 – Diferentes configurações de TMD’s possíveis: a) em pêndulo; b) por translação [4.9]

Estes dispositivos possuem uma ampla gama de estruturas com aplicação prática. Foram já instalados TMD’s em diversos edifícios (por exemplo no Taipei 101, em Taipé (Figura 4.11 – a)), em pontes (como a ponte pedonal Pedro e Inês, em Coimbra (Figura 4.11 - b)), em lajes e em diversas chaminés (Figura 4.12).



Figura 4.12 – Fotografia de um pormenor de um sistema TMD numa chaminé metálica

Os amortecedores de massas sintonizadas são analisados mais detalhadamente em 4.3.

4.2.4.6 Amortecedores de Líquido Sintonizado (TLD)

Os amortecedores de líquido sintonizado (“Tunned Liquid Dampers” – TLD) são dispositivos que absorvem e dissipam a energia gerada pelas vibrações da estrutura através da oscilação do líquido contido dentro de recipientes próprios. Estes podem ser utilizados, tal como os TMD’s, para diminuir vibrações devido à acção sísmica e do vento. Na Figura 4.13 é apresentada uma ilustração esquemática do funcionamento de um dispositivo do tipo TLD, o TLCD (amortecedor de coluna de líquido sintonizado).

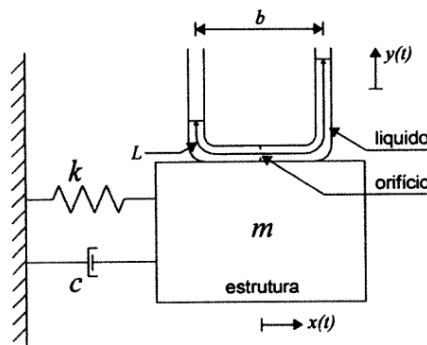


Figura 4.13 – Esquema de funcionamento de um TLCD

Estes dispositivos apresentam como vantagens, relativamente aos TMD’s, um custo mais baixo, uma maior facilidade de instalação e ajuste da frequência do dispositivo (bastando para isso acrescentar ou retirar líquido aos recipientes) e necessitam de pouca manutenção [4.10]. No entanto, é referido que a sua eficácia é sempre menor que a de um TMD com a mesma massa [4.10].

Os TLD possuem diversas aplicações práticas, de entre as quais se destaca o seu uso em pontes (na ponte pedonal de Toda, no Japão), em edifícios (como na Millenium Tower, também no Japão) e em chaminés. Na caso da Millenium Tower, foi introduzido um TLCD que combina um sistema passivo convencional com um sistema activo, tal como demonstrado pela Figura 4.14.

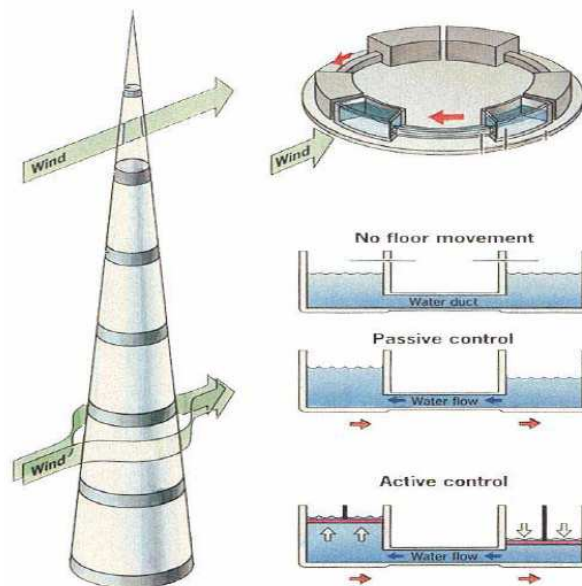


Figura 4.14 – Representação do sistema TLCD presente na Millenium Tower, no Japão.

4.3 AMORTECEDOR DE MASSAS SINTONIZADAS (TMD)

4.3.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS

O conceito de TMD deve-se a Frahm, quando este, em 1909, inventou um dispositivo de controlo de vibrações denominado Supressor de Vibrações para diminuir as vibrações no casco de navios. Mais tarde, em 1928, Ormondroyd e Den Hartog demonstraram que, com a introdução de amortecimento no dispositivo, era possível obter melhores resultados [4.11].

Tal como foi feito referência em 4.2.4.5, os sistemas de TMD's são caracterizados pela introdução de uma massa ligada à estrutura através de uma mola e um amortecedor. Estes dispositivos, como é possível constatar nas secções seguintes, apenas permitem controlar um modo de vibração por dispositivo.

De seguida serão apresentadas as deduções necessárias para obtenção das fórmulas de dimensionamento de um TMD sujeito à acção de uma carga harmónica. Serão expostas as deduções para um supressor de vibrações (por definição, um dispositivo semelhante a um TMD mas que não inclui qualquer amortecedor) e para um TMD (numa estrutura com e sem amortecimento). Nestas deduções será adoptado o mesmo procedimento que Den Hartog sugere em [4.12]. Nas deduções a apresentar serão utilizados os índices S e T para fazer referência, respectivamente, às características da estrutura e do dispositivo nela instalado e x corresponderá aos deslocamentos.

4.3.2 DIMENSIONAMENTO PARA ACÇÕES HARMÓNICAS

4.3.2.1 Dimensionamento de um Supressor de Vibrações

Tal como enunciado anteriormente, um supressor de vibrações é semelhante a um TMD ao qual foi retirado o amortecimento. Assim, este dispositivo não é mais que uma massa (m_T) ligada a uma estrutura através de uma mola (k_T). Considerando que a estrutura também não possui amortecimento, esta fica reduzida a uma massa (m_S) e a uma mola (k_S). Desta forma é obtido o sistema ilustrado na Figura 4.15.

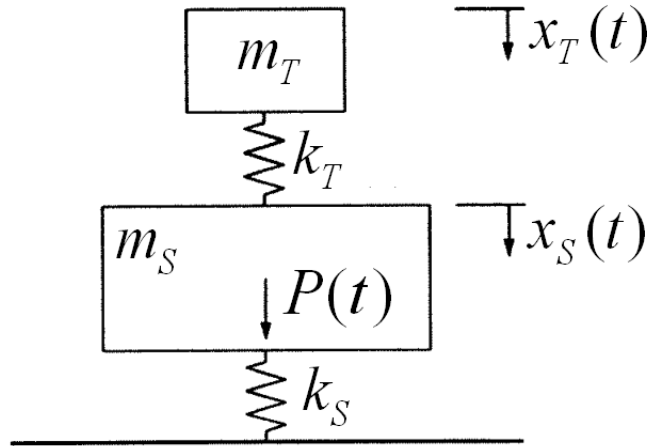


Figura 4.15 – Modelo teórico de um supressor de vibrações

Assim, a frequência natural (ω_S) da estrutura é dada por:

$$\omega_S = \sqrt{\frac{k_S}{m_S}} \quad (4.1)$$

Considere-se agora que a estrutura está sujeita a uma solicitação harmónica do tipo $P(t) = P_0 \cdot \sin(\omega t)$. As equações de equilíbrio dinâmico do sistema são dadas por:

$$\begin{aligned} m_T \ddot{x}_T + (k_S + k_T) x_T - k_T x_S &= P_0 \sin(\omega t) \\ m_T \ddot{x}_T + k_T (x_T - x_S) &= 0 \end{aligned} \quad (4.2)$$

sendo os deslocamentos do sistema obtidos através de:

$$\begin{aligned}x_S &= a_S \cdot \text{sen}(\omega.t) \\x_T &= a_T \cdot \text{sen}(\omega.t)\end{aligned}\tag{4.3}$$

Substituindo as equações (4.3) em (4.2) e dividindo ambos os membros por $\text{sen}(\omega.t)$, obtém-se:

$$\begin{aligned}a_S \cdot (-m_S \cdot \omega^2 + k_S + k_T) - k_T \cdot a_T &= P_0 \\-k_T \cdot a_S + a_T \cdot (-m_T \cdot \omega^2 + k_T) &= 0\end{aligned}\tag{4.4}$$

Considerando que, por simplificação:

- O deslocamento estático da estrutura é dado por: $x_{S,St} = \frac{P_0}{k_S}$
- A frequência natural da estrutura é obtida através de $\omega_S^2 = \frac{k_S}{m_S}$
- A frequência natural do supressor é obtida através de $\omega_T^2 = \frac{k_T}{m_T}$
- A razão entre as massas do supressor e da estrutura é representada por: $\mu = \frac{m_T}{m_S}$

a equação (4.4) pode ser apresentada da seguinte forma:

$$\begin{aligned}a_S \left(1 + \frac{k_T}{k_S} - \frac{\omega^2}{\omega_S^2} \right) - a_T \cdot \frac{k_T}{k_S} &= x_{S,St} \\a_S &= a_T \cdot \left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_S^2} \right)\end{aligned}\tag{4.5}$$

Resolvendo as equações (4.5) em ordem a a_S e a_T , obtém-se:

$$\frac{a_s}{x_{s,st}} = \frac{1 - \frac{\omega^2}{\omega_T^2}}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_T^2}\right) \left(1 + \frac{k_T}{k_s} - \frac{\omega^2}{\omega_s^2}\right) - \frac{k_T}{k_s}} \quad (4.6)$$

$$\frac{a_T}{x_{s,st}} = \frac{1}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_T^2}\right) \left(1 + \frac{k_T}{k_s} - \frac{\omega^2}{\omega_s^2}\right) - \frac{k_T}{k_s}}$$

Como é possível constatar a partir da equação (4.6), o deslocamento da massa da estrutura (m_s) é nulo quando $\frac{\omega^2}{\omega_T^2} = 1$, ou seja, numa situação em que a frequência natural do supressor é igual à da solicitação harmónica. Por outro lado, a presente dedução tem como ponto de partida o objectivo de evitar fenómenos de ressonância, ou seja, quando $\omega_s = \omega$. Deste modo, verifica-se que o deslocamento mínimo é obtido quando $\omega_s = \omega_T = \omega$. Nestas condições, o deslocamento máximo do supressor é dado por:

$$a_T = -\frac{k_s}{k_T} \cdot x_{s,st} = -\frac{P_0}{k_T} \quad (4.7)$$

Uma vez que $\omega_s = \omega_T = \omega$, é possível verificar que:

$$\frac{k_s}{m_s} = \frac{k_T}{m_T} \Leftrightarrow \frac{k_T}{k_s} = \frac{m_T}{m_s} = \mu \quad (4.8)$$

Assim, é possível reescrever as equações (4.6) do seguinte modo:

$$\frac{a_s}{x_{s,st}} = \frac{1 - \frac{\omega^2}{\omega_T^2}}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_T^2}\right) \left(1 + \mu - \frac{\omega^2}{\omega_s^2}\right) - \mu} \quad (4.9)$$

$$\frac{a_T}{x_{s,st}} = \frac{1}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_T^2}\right) \left(1 + \mu - \frac{\omega^2}{\omega_s^2}\right) - \mu}$$

Uma vez que, com a introdução do supressor de vibrações na estrutura principal, se transformou um sistema de um grau de liberdade num outro com dois graus de liberdade, torna-se necessário obter as frequências naturais desse novo sistema. Para isso, basta igualar os denominadores das equações (4.9) a zero, uma vez que quando um sistema deste tipo é solicitado segundo uma frequência igual a uma das frequências naturais desse mesmo sistema, o deslocamento tende para infinito. Assim, as duas novas frequências naturais do sistema constituído pela estrutura com o supressor instalado são dadas por:

$$\begin{aligned} \left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_T^2}\right) \left(1 + \mu - \frac{\omega^2}{\omega_T^2}\right) - \mu &= 0 \\ \left(\frac{\omega}{\omega_T}\right)^4 - \left(\frac{\omega}{\omega_T}\right)^2 \cdot (2 + \mu) + 1 &= 0 \end{aligned} \quad (4.10)$$

A solução das equações é obtida para:

$$\left(\frac{\omega}{\omega_T}\right)^2 = \left(1 + \frac{\mu}{2}\right) \pm \sqrt{\mu + \frac{\mu^2}{4}} \quad (4.11)$$

Simplificando a equação anterior, as duas frequências naturais do novo sistema ($\omega_{1,2}$) são dadas por:

$$\omega_{1,2} = \sqrt{\left(1 + \frac{\mu}{2}\right) \pm \sqrt{\mu + \frac{\mu^2}{4}}} \quad (4.12)$$

Considerando que $q = \omega_T / \omega_s$, é possível escrever a equação (4.12) do seguinte modo:

$$\omega_{a,b} = \frac{\omega_s}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{1 + q^2 \cdot (1 + \mu) \pm \sqrt{q^4 \cdot (1 + \mu)^2 + 2 \cdot (\mu - 1) \cdot q^2 + 1}} \quad (4.13)$$

Na Figura 4.16 é apresentada a função de resposta em frequência da estrutura com e sem o supressor de vibrações instalado. Como é possível constatar, a estrutura sem supressor entra em ressonância para uma solicitação harmónica de frequência igual à da estrutura (daí o deslocamento tender para infinito quando $r_s = \omega / \omega_s = 1$). Com a introdução do supressor, para $r_s = 1$, o deslocamento é nulo (como já anteriormente referido), entrando o sistema em ressonância quando ω coincide com uma das novas frequências do sistema.

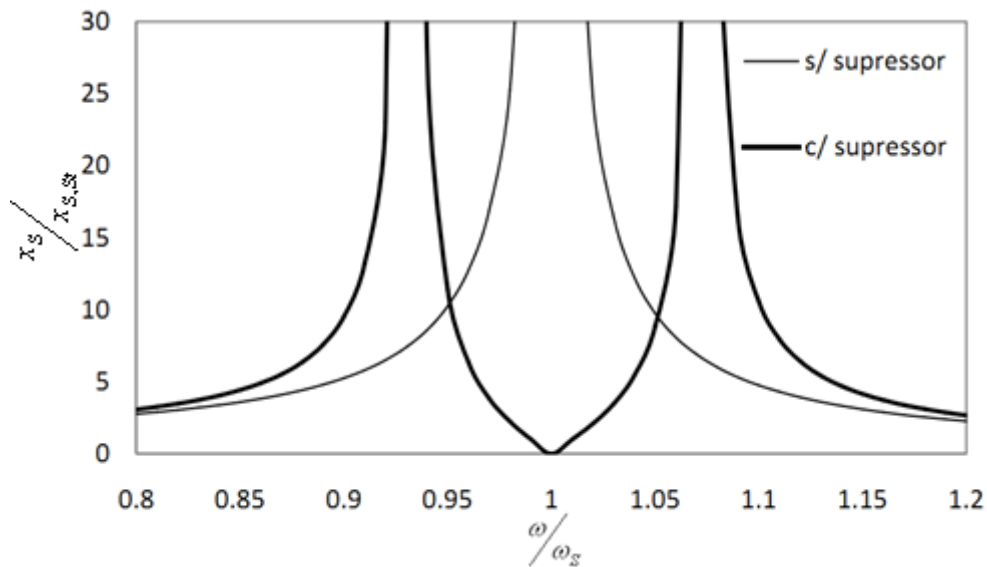


Figura 4.16 – Amplitude dos deslocamentos da massa da estrutura (m_s) com e sem supressor de vibrações
[4.13]

Nas Figura 4.17 é demonstrada a variação das novas frequências naturais em relação a diferentes valores de q . Como é possível constatar, para valores cada vez maiores de μ , maior é o intervalo de frequências controladas e mais afastadas se encontram as duas novas frequências. Na Figura 4.18 é representado o modo como varia o intervalo de frequências controladas.

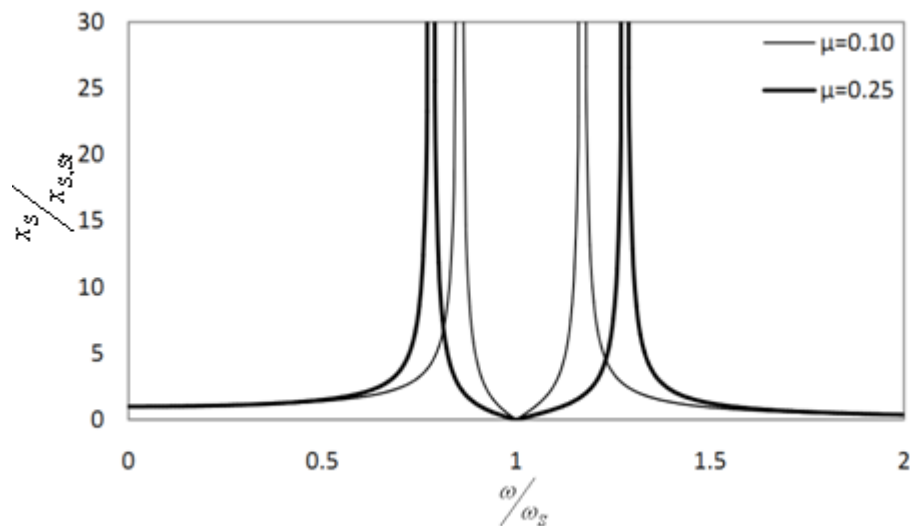


Figura 4.17 – Gamas de frequências controladas por um supressor com $\mu=0.10$ e por um supressor com $\mu=0.25$

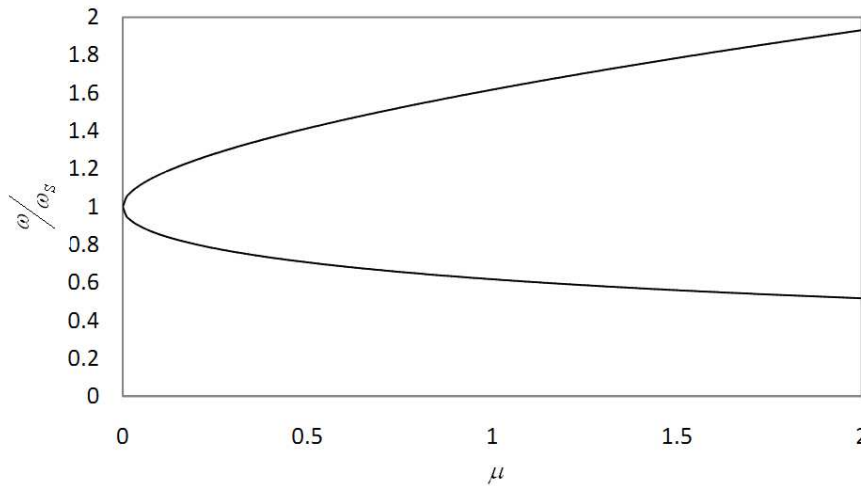


Figura 4.18- Variação de gama de frequências controladas pelo supressor devido à variação do valor de μ

4.3.2.2 Dimensionamento de um TMD para uma Estrutura Sem Amortecimento

Considere-se agora um sistema semelhante ao da Figura 4.15, mas ao invés de estar instalado um supressor de vibrações, introduz-se um TMD na estrutura (ou seja, o dispositivo passa a possuir amortecimento). Esta situação está ilustrada na Figura 4.19.

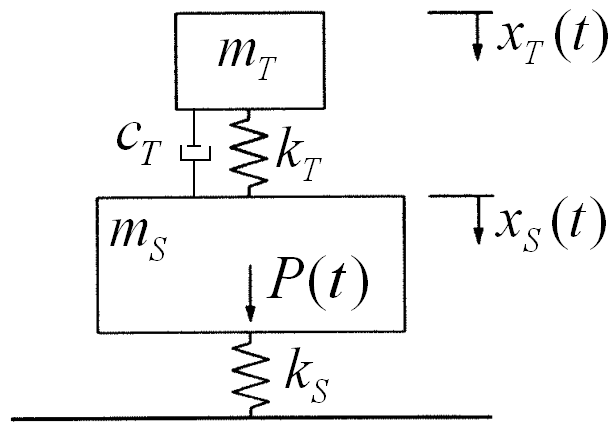


Figura 4.19 – Modelo teórico de introdução de um TMD numa estrutura sem amortecimento

Considerando uma vez mais que m_S é solicitado por uma força harmónica definida por $P(t) = P_0 \cdot \sin(\omega t)$, as equações de equilíbrio do sistema são dadas por:

$$\begin{aligned} m_T \cdot \ddot{x}_S + k_S \cdot x_S + k_T \cdot (x_S - x_T) + c_T \cdot (\dot{x}_S - \dot{x}_T) &= P_0 \cdot \sin(\omega t) \\ m_T \cdot \ddot{x}_T + k_T \cdot (x_T - x_S) + c_T (\dot{x}_T - \dot{x}_S) &= 0 \end{aligned} \quad (4.14)$$

Substituindo nas equações (4.14), a expressão (4.3), e suas respectivas derivadas, obtém-se:

$$\begin{aligned}
 & -m_S.\omega^2.a_S.\text{sen}(\omega t) + c_T.\omega.(a_S - a_T).\cos(\omega t) + k_S.a_S.\text{sen}(\omega t) + \\
 & + k_T.(a_S - a_T).\text{sen}(\omega t) = P_0.\text{sen}(\omega t) \\
 & -m_T.\omega^2.a_T.\text{sen}(\omega t) + c_T.\omega.(a_T - a_S).\cos(\omega t) + \\
 & + k_T.(a_T - a_S).\text{sen}(\omega t) = 0
 \end{aligned} \tag{4.15}$$

Segundo o Den Hartog [4.12], de forma a obter a parcela dos deslocamentos permanentes é necessário considerar os termos associados a $\cos(\omega)$ e a $\text{sen}(\omega)$ como vectores a rodar no plano de Argand a uma velocidade ω . Assim, a maneira mais fácil de resolver estas equações é escrevendo os vectores como números complexos. Desta forma, as equações de equilíbrio dinâmico passam à seguinte forma:

$$\begin{aligned}
 & -m_S.\omega^2.x_S + k_S.x_S + k_T.(x_S - x_T) + \omega.c_T.(x_S - x_T)j = P_0 \\
 & -m_T.\omega^2.x_T + k_T.(x_T - x_S) + \omega.c_T.(x_T - x_S)j = 0
 \end{aligned} \tag{4.16}$$

Agrupando os termos da equação anterior em x_S e x_T ,:

$$[-m_S.\omega^2 + k_S + k_T + \omega.c_T.j]x_S - [k_T + \omega.c_T.j]x_T = P_0 \tag{4.17}$$

$$-[k_T + \omega.c_T.j]x_S + [-m_T.\omega^2 + k_T + \omega.c_T.j]x_T = 0 \tag{4.18}$$

Resolvendo a equação (4.18) em ordem x_T e substituindo-a na equação (4.17), obtém-se:

$$x_S = P_0 \cdot \frac{(k_T - m_T.\omega^2) + \omega.c_T.j}{\left[(-m_S.\omega^2 + k_S)(-m_T.\omega^2 + k_T) - m_T.\omega^2.k_T\right] + \omega.c_T.j[-m_S.\omega^2 + k_S - m_T.\omega^2]} \tag{4.19}$$

A expressão complexa anterior pode ser escrita da seguinte forma:

$$x_S = P_0.(A_1 + B_1.j) \tag{4.20}$$

em que A_1 e B_1 são números reais, representando as duas coordenadas. Deste modo, é possível calcular a norma de x_S através de:

$$x_S = P_0 \cdot \sqrt{A_1^2 + B_1^2} \quad (4.21)$$

Para que a expressão (4.20) tome a forma da expressão (4.19), é realizada a seguinte mudança:

$$x_S = P_0 \cdot \frac{A + B \cdot j}{C + D \cdot j} \quad (4.22)$$

Esta expressão pode ser ainda transformada na seguinte:

$$x_S = P_0 \cdot \frac{(A + B \cdot j) \cdot (C - D \cdot j)}{(C + D \cdot j) \cdot (C - D \cdot j)} = P_0 \cdot \frac{(AC + B \cdot D) + (B \cdot C - A \cdot D)j}{C^2 + D^2} \quad (4.23)$$

Assim, é possível calcular a norma do vector x_S :

$$\begin{aligned} \frac{x_S}{P_0} &= \sqrt{\left(\frac{AC + B \cdot D}{C^2 + D^2}\right)^2 + \left(\frac{B \cdot C - A \cdot D}{C^2 + D^2}\right)^2} = \sqrt{\frac{A^2 \cdot C^2 + B^2 \cdot D^2 + B^2 \cdot C^2 + A^2 \cdot D^2}{(C^2 + D^2)^2}} = \\ &= \sqrt{\frac{(A^2 + B^2)(C^2 + D^2)}{(C^2 + D^2)^2}} = \sqrt{\frac{A^2 + B^2}{C^2 + D^2}} \end{aligned} \quad (4.24)$$

Com esta transformação, é possível aplicar a expressão anterior à equação (4.19), obtendo-se:

$$\frac{x_S^2}{P_0^2} = \frac{(k_T - m_T \cdot \omega^2)^2 + \omega^2 \cdot c_T^2}{\left[(-m_S \cdot \omega^2 + k_S)(-m_T \cdot \omega^2 + k_T) - m_T \cdot \omega^2 \cdot k_T\right]^2 + \omega^2 \cdot c_T^2 \cdot (-m_S \cdot \omega^2 + k_S - m_T \cdot \omega^2)^2} \quad (4.25)$$

que representa o movimento da massa m_S .

Considerando agora que:

- A relação entre a frequência fundamental da solicitação e a da estrutura é dada por:

$$r_S = \frac{\omega}{\omega_S};$$

- O coeficiente de amortecimento viscoso do TMD é dado por: $\xi_T = \frac{c_T}{c_{T,cr}} = \frac{c_T}{2 \cdot m_T \cdot \omega_T}$

É possível representar a equação (4.25) de um modo mais simplificado:

$$\frac{x_s}{x_{s,St}} = \sqrt{\frac{(2.\xi_T.q)^2 + (r_s^2 - q^2)^2}{(2.\xi_T.r_s.q)^2.[1 - r_s^2(1 + \mu)]^2 + \{r_s^4 - [1 + (1 + \mu).q^2]r_s^2 + q^2\}^2}} \quad (4.26)$$

Nas Figura 4.20 e Figura 4.21 está demonstrada a função de resposta em frequência da massa m_s para diferentes valores de q , μ e ξ_T .

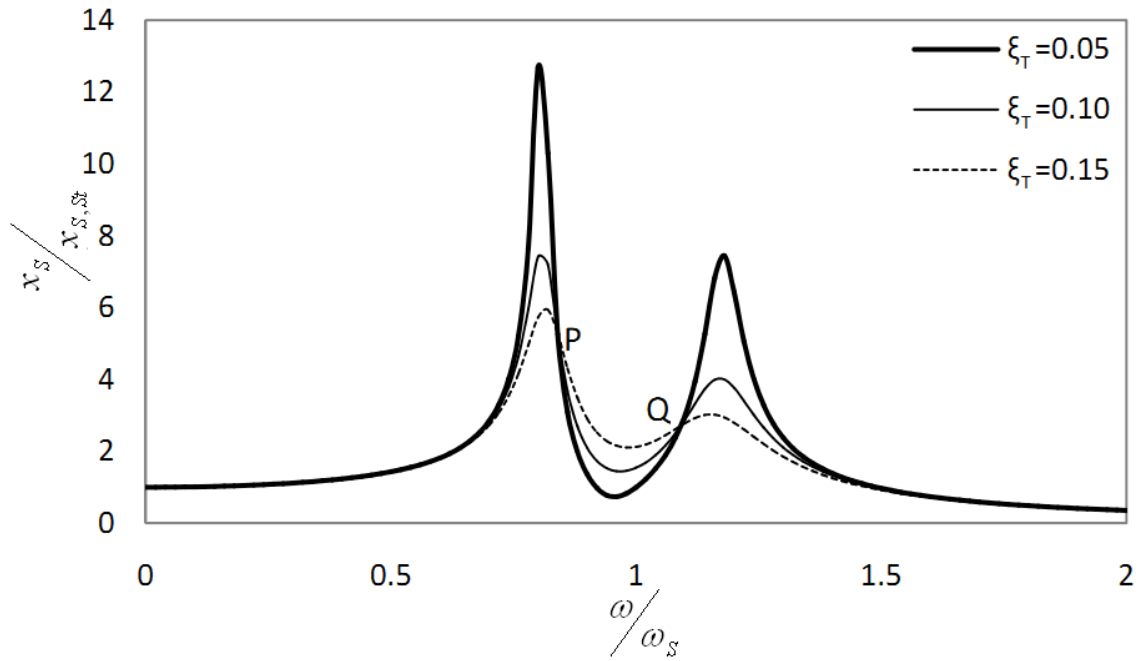


Figura 4.20 - Amplitude do movimento da massa m_s para $q=0.95$ e $\mu=0.15$, considerando diferentes valores de ξ_T [4.13]

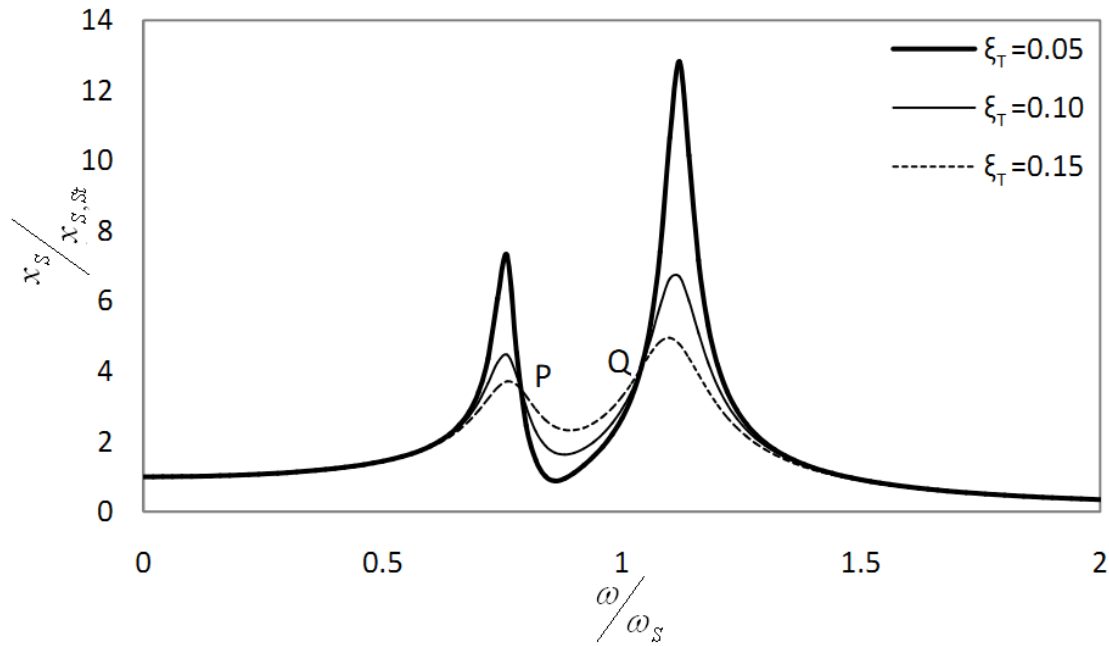


Figura 4.21 - Amplitude do movimento da massa m_s para $q=0.85$ e $\mu=0.15$, considerando diferentes valores de ξ_T [4.13]

Como se constata, já não é possível anular as vibrações da massa m_s , estas apenas podem ser reduzidas. Este facto deve-se, naturalmente, à existência de amortecimento no TMD.

Um outro aspecto importante é a existência de dois pontos (P e Q) que se mantêm fixos, dependentes de q e μ , mas independentes do valor de ξ_T .

Assim, para sintonizar o TMD para um valor óptimo, é necessário calcular um valor de q que permita que os pontos P e Q possuam a mesma amplitude. Para além disso, e visto que a inclinação da curva nos pontos P e Q é função de ξ_T , é necessário garantir que as curvas possuam os seus valores máximos coincidentes com os pontos P e Q.

É importante salientar que, na presente dedução, foram calculados os parâmetros óptimos do TMD de modo a que P e Q correspondessem aos deslocamentos máximos da estrutura para, desta forma, se minimizarem deslocamentos nessa mesma estrutura. O mesmo raciocínio poderá ser realizado com o intuito de minimizar acelerações ou velocidades.

Assim, é necessário calcular os valores de r_s para os quais $x_s/x_{s,st}$ é independente de ξ_T . Relembrando a expressão (4.26), verifica-se que esta possui uma formulação do tipo:

$$\frac{x_s}{x_{s,st}} = \sqrt{\frac{A\xi^2 + B}{C\xi^2 + D}} \quad (4.27)$$

$x_s/x_{s,st}$ serão independentes de ξ_T se $A/C = B/D$, ou seja, se:

$$\left(\frac{2.r_s.q}{(2.r_s.q)[1-r_s^2.(1+\mu)]} \right)^2 = \left(\frac{(r_s^2 - q^2)}{\{r_s^4 - [1 + (1+\mu).q^2]r_s^2 + q^2\}} \right)^2 \quad (4.28)$$

Eliminando os expoentes quadrados e adicionando então $\pm$ no termo do lado direito, obtém-se:

$$\mu.q^2.r_s^2 - (r_s^2 - 1)(r_s^2 - q^2) = \pm(r_s^2 - q^2)(r_s^2 - 1 + \mu.r_s^2) \quad (4.29)$$

Desta forma torna-se necessário resolver as duas equações (uma com sinal positivo e outra com sinal negativo). No entanto, a solução para a equação com sinal negativo conduz a um resultado em $r_s = 0$ (logo $\omega = 0$). Para o caso em estudo, esta situação não possui interesse, visto que, desta forma, a solicitação seria estática.

Assim, resolvendo a equação (4.29) com sinal positivo, é possível apresentá-la do seguinte modo:

$$r_s^4 - 2.r_s^2 \cdot \frac{1+q^2+\mu.q^2}{2+\mu} + \frac{2.q^2}{2+\mu} = 0 \quad (4.30)$$

Resolvendo a equação anterior, obtém-se o valor da abcissa dos dois pontos fixos (P e Q). No entanto, isso não se revela necessário uma vez que o valor das amplitudes deste dois pontos são independentes de ξ_T . Por esse motivo, é possível considerar $\xi_T = \infty$, ficando a equação (4.26) com o seguinte aspecto:

$$\frac{x_s}{x_{s,st}} = \frac{1}{1 - r_s^2.(1+\mu)} \quad (4.31)$$

Substituindo r_s na expressão anterior por r_s^P e r_s^Q (valores de r_s para os dois pontos fixos) e igualando-as obtém-se:

$$\frac{1}{1 - r_s^{P2}.(1+\mu)} = \frac{1}{1 - r_s^{Q2}.(1+\mu)} \quad (4.32)$$

Deste modo, é possível obter o valor ótimo de q :

$$q_{opt} = \frac{1}{1+\mu} \quad (4.33)$$

A função de resposta em frequência para a massa m_s , para um q_{opt} é apresentada na Figura 4.22.

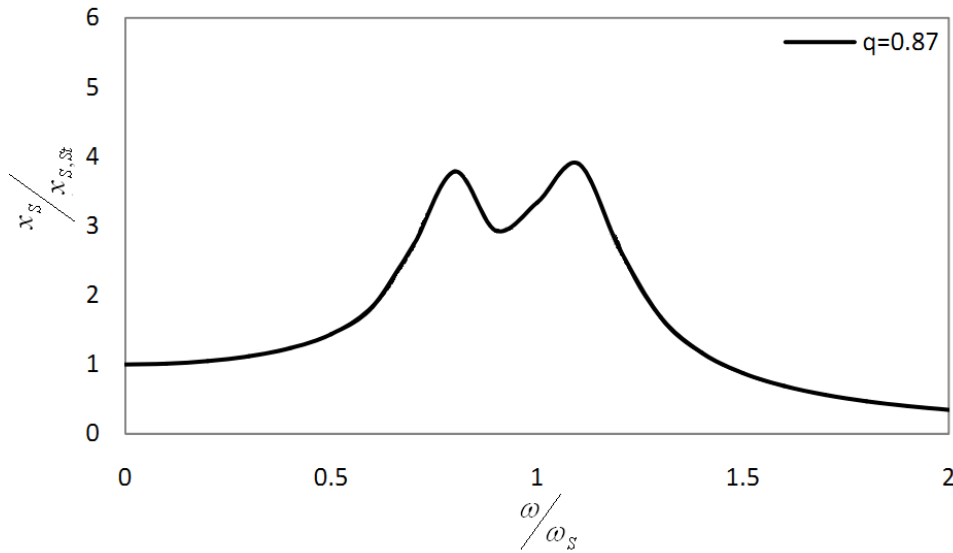


Figura 4.22 - Amplitude do movimento da massa m_s para $\mu=0,15$ e $\xi_T=0,192$, considerando valor ótimo de Q [4.13]

Para obtenção do valor ótimo de ξ_T é necessário introduzir a expressão (4.33) na equação (4.26), derivar essa expressão em ordem a r_s e igualar a zero. São obtidos os seguintes dois resultados, quer se derive em relação a r_s^P ou r_s^Q , respectivamente:

$$\xi_T = \frac{\mu \cdot \left(3 - \sqrt{\frac{\mu}{\mu+2}} \right)}{8 \cdot (1+\mu)^2} \quad (4.34)$$

$$\xi_T = \frac{\mu \cdot \left(3 + \sqrt{\frac{\mu}{\mu+2}} \right)}{8 \cdot (1+\mu)^2} \quad (4.35)$$

O valor ótimo do coeficiente de amortecimento é obtido através da média das expressões (4.34) e (4.35):

$$\xi_{T,opt} = \frac{3\mu}{8(1+\mu)^3} \quad (4.36)$$

É importante também referir que, utilizando os parâmetros óptimos do TMD, a amplitude máxima é obtida através da seguinte expressão:

$$\frac{x_S}{x_{S,st}} = 1 + \frac{2}{\mu} \quad (4.37)$$

e o deslocamento máximo relativo entre o TMD e a estrutura é calculado do seguinte modo:

$$\frac{x_{rel}}{x_{S,st}} = \sqrt{\frac{x_S}{x_{S,st}} \cdot \frac{1}{2\mu g \xi_{opt}}} \quad (4.38)$$

4.3.2.3 Dimensionamento de um TMD para uma Estrutura Com Amortecimento

Considere-se agora um sistema semelhante ao da Figura 4.19 solicitado por uma carga harmónica, mas em que a estrutura possui amortecimento (ver Figura 4.23). Este é o caso mais completo dos três abordados sendo aquele que mais se assemelha às situações reais.

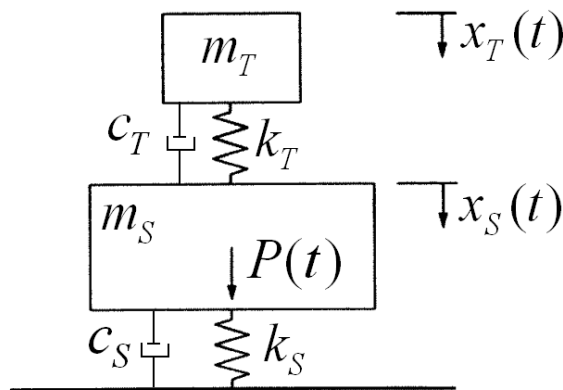


Figura 4.23 - Modelo teórico de introdução de um TMD numa estrutura com amortecimento

Realizando um procedimento semelhante ao descrito em 4.3.2.2, é possível obter a seguinte expressão que exprime os deslocamentos da massa m_S [4.2]:

$$\frac{x_s}{x_{s,st}} = \sqrt{\frac{(2.r_s.\xi_T)^2 + (r_s^2 - q^2)^2}{(2.r_s)^2 \cdot [\xi_T \cdot (r_s^2 \cdot (1 + \mu) - 1) + \xi_s \cdot (r_s^2 - q^2)]^2 + [\mu \cdot q^2 \cdot r_s^2 - (r_s^2 - 1)(r_s^2 - q^2)(2.r_s)^2 \cdot \xi_s \cdot \xi_T]^2}} \quad (4.39)$$

Por analogia com o descrito em 4.3.2.2, para obter os parâmetros óptimos de funcionamento do TMD seria necessário calcular um valor de q que permitisse obter uma amplitude igual nos dois pontos fixos e um valor de ξ_T que obrigasse a que esses dois pontos fossem máximos.

Nas Figura 4.24 e Figura 4.25 estão representadas as funções de resposta em frequência para a massa m_s para duas situações distintas: uma com um amortecimento estrutural baixo ($\xi_s = 0,01$) e outra com um amortecimento estrutural elevado ($\xi_s = 0,10$).

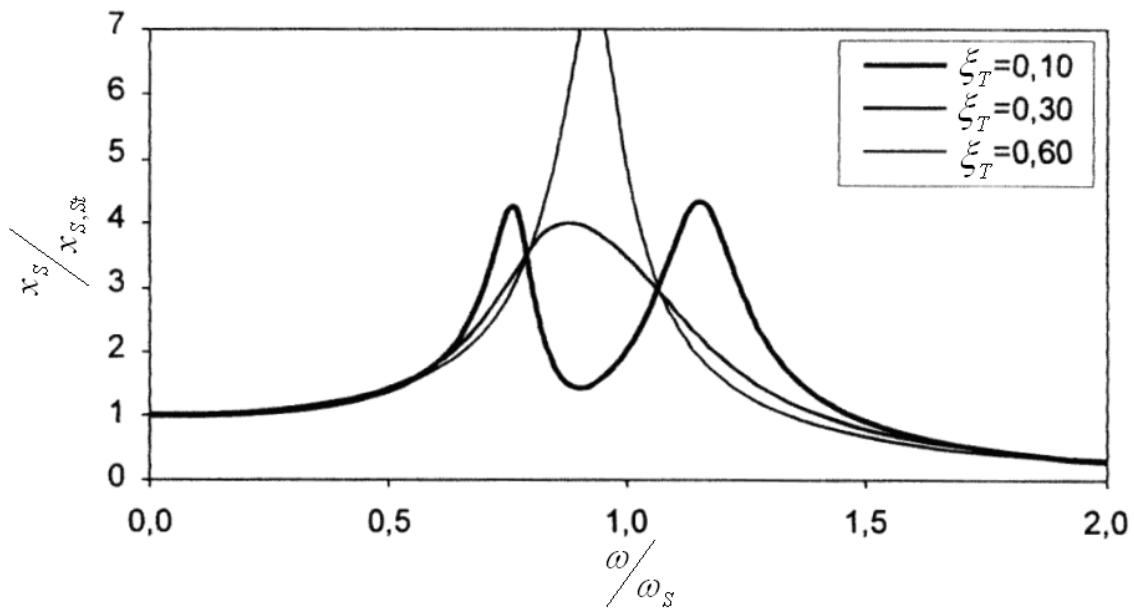


Figura 4.24 – Amplitude do movimento da massa m_s para $\mu=0,20$, $\xi_s=0,01$ e $q=0,85$, considerando diferentes valores de ξ_T

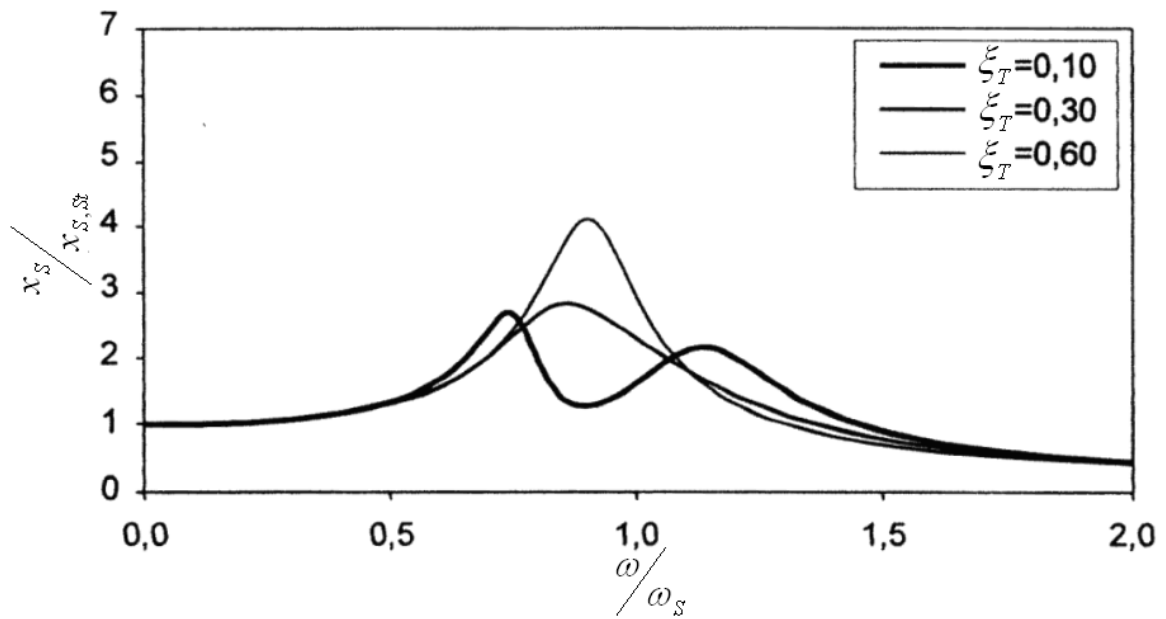


Figura 4.25 – Amplitude do movimento da massa m_s para $\mu=0,20$, $\xi_s=0,10$ e $q=0,85$, considerando diferentes valores de ξ_T

Como é possível constatar, embora na Figura 4.24 ainda seja possível observar dois pontos fixos pelos quais passam todas as curvas, na situação em que o amortecimento estrutural é elevado (Figura 4.25) já não é possível identificar esses pontos fixos. Por esse motivo as expressões (4.33) e (4.36) não podem utilizadas em situações em que o amortecimento da estrutura é elevado.

De acordo com Bachmann e Webber [4.14], as expressões para cálculo dos parâmetros ótimos deduzidas em 4.3.2.2 (situação de estrutura sem amortecimento) podem ser utilizadas em estruturas com baixo amortecimento ($\xi_s \leq 0,01$). Esta é a situação mais comum, uma vez que os TMD's possuem uma maior eficácia quando instalados em estruturas com baixo amortecimento estrutural. Em situações de estruturas com $\xi_s > 0,01$, as expressões (4.33) e (4.36) poderão conduzir a erros consideráveis. Assim, para dimensionamento de um TMD em estruturas com amortecimento estrutural considerado elevado, recomenda-se a utilização dos ábacos das Figura 4.26 a Figura 4.29 [4.2], os quais correspondem à solução da equação (4.39) obtida através de métodos numéricos. Nestes ábacos, o coeficiente de amortecimento da estrutura (ξ_s) é apresentado por ξ .

Assim, através da Figura 4.26 é possível calcular o valor da massa do TMD a partir dos deslocamentos máximos da estrutura. Com o ábaco da Figura 4.27 obtém-se o valor óptimo de q , sendo desta forma possível calcular a rigidez da mola do TMD. Para determinação do valor do coeficiente de amortecimento óptimo do TMD, deverá ser utilizado o ábaco da Figura 4.28 e, por último, para definição do deslocamento relativo entre o TMD e a estrutura, recomenda-se a utilização da Figura 4.29.

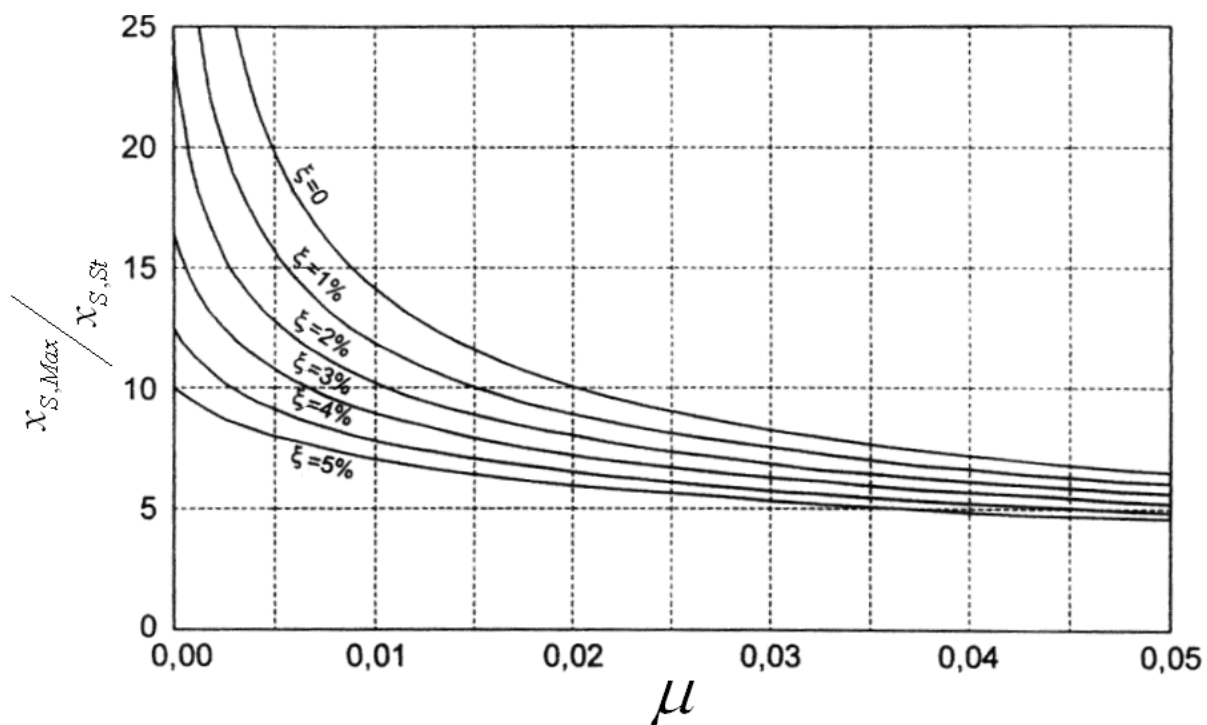


Figura 4.26 – Curvas de amplificação máxima do deslocamento da massa m_s

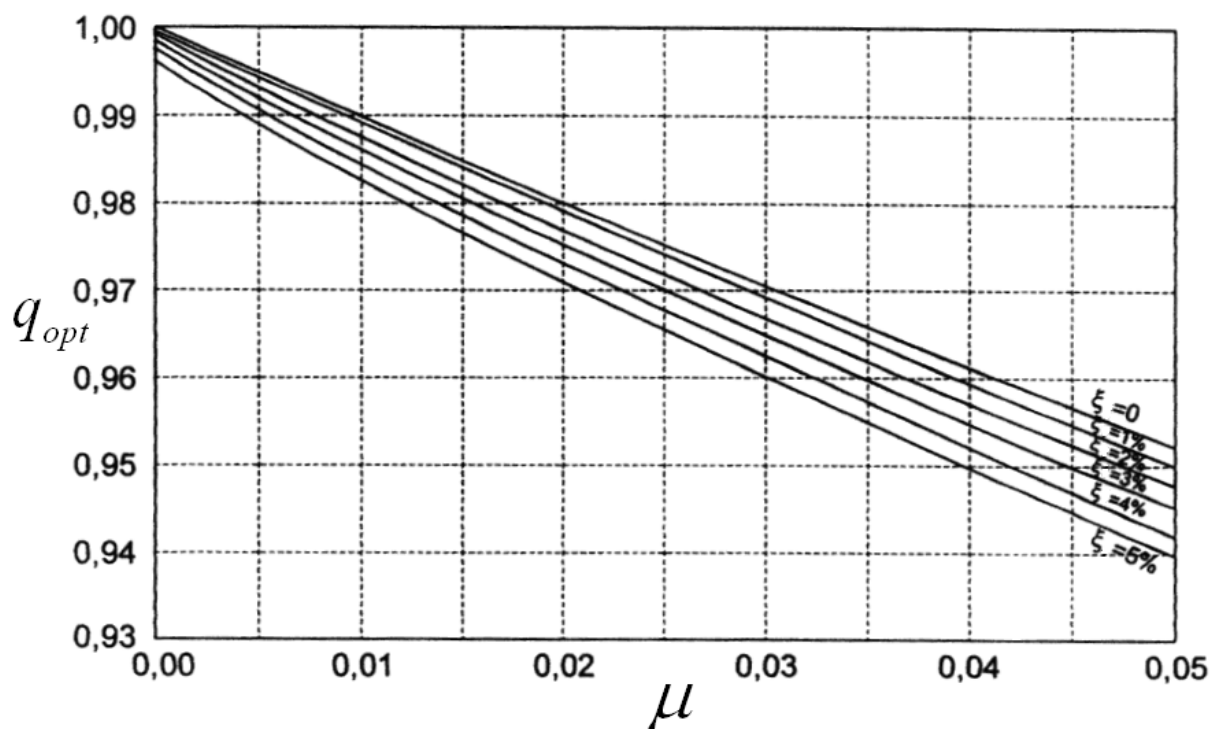


Figura 4.27 – Curvas de determinação de q_{opt}

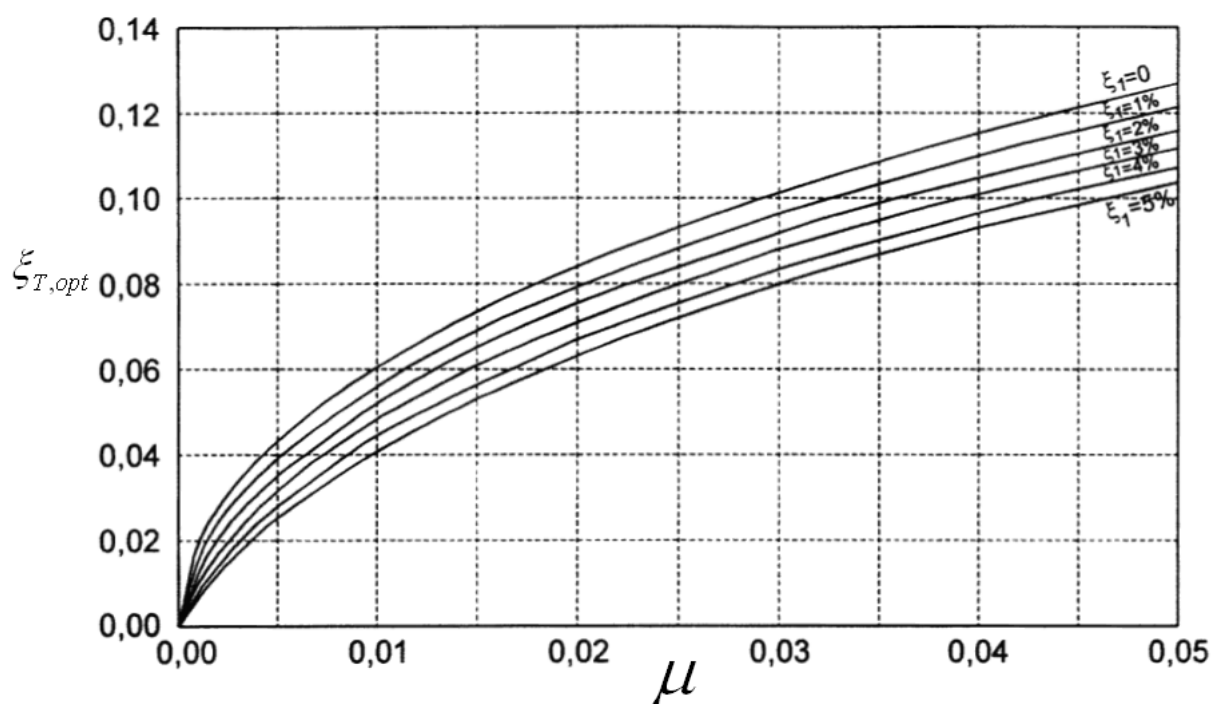


Figura 4.28 – curvas de determinação de $\xi_{T,opt}$

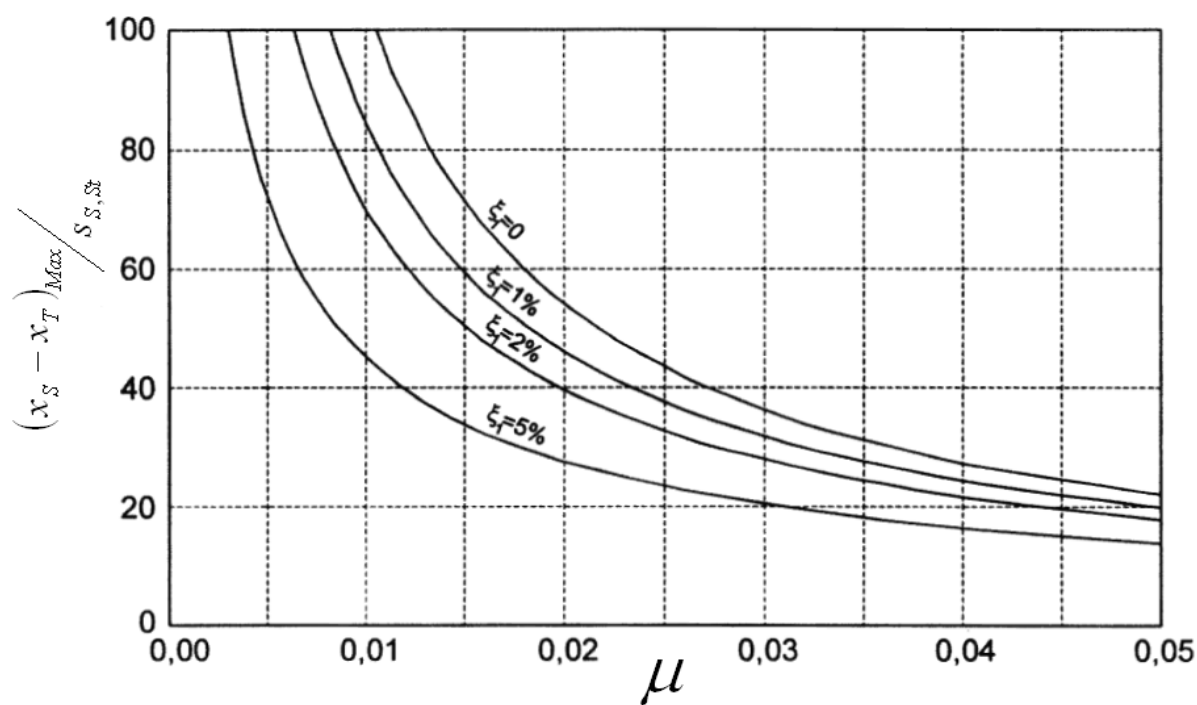


Figura 4.29 – Curvas de amplificação máxima do deslocamento relativo entre o TMD e a estrutura

4.3.3 DIMENSIONAMENTO PARA ACÇÕES NÃO HARMÓNICAS

4.3.3.1 Dimensionamento de um TMD para a Acção Sísmica

Villaverde propõe em [4.15, 4.16] um método para dimensionamento de um TMD para a acção sísmica, o qual foi desenvolvido com o recurso a acelerogramas de sismos reais.

É importante referir que neste procedimento, os modos de vibração da estrutura deverão estar normalizados de modo a que os factores de participação sejam unitários. Considere-se um TMD de massa m_T , de coeficiente de amortecimento ξ_T e frequência natural ω_T introduzido numa estrutura (com múltiplos graus de liberdade) na qual se quer controlar o modo i . Esta estrutura é caracterizada por massa modal $m_{S,i}$, um coeficiente de amortecimento modal $\xi_{S,i}$ e uma frequência natural $\omega_{S,i}$ tal que $\omega_{S,i} = \omega_T$. Nesta situação, os parâmetros da estrutura deverão ser tais que:

$$|\xi_{S,i} - \xi_T| \leq \left| \phi_{K,i} \cdot \sqrt{\frac{m_T}{m_{S,i}}} \right| \quad (4.40)$$

em que $\phi_{K,i}$ corresponde ao valor do modo de vibração no ponto de introdução do TMD. Assim, o sistema constituído pela estrutura e pelo TMD resulta num sistema com dois modos de vibração em que a frequência natural é muito próxima de ω_T e com um amortecimento aproximadamente igual a:

$$\xi = \frac{(\xi_{S,i} + \xi_T)}{2} \quad (4.41)$$

ou seja, a média entre o amortecimento do TMD e o amortecimento modal da estrutura no modo que se quer controlar.

Assim, de acordo com [4.15] o TMD será o mais eficaz possível quando colocado no ponto de maior deslocamento (no modo de vibração que se quer controlar), estando afinado de modo a que $\omega_T = \omega_{S,i}$

e quando $|\xi_{S,i} - \xi_T| = \left| \phi_{K,i} \cdot \sqrt{\frac{m_T}{m_{S,i}}} \right|$. Deste modo, o valor do coeficiente de amortecimento do TMD é obtido através de:

$$\xi_T = \xi_{S,i} + \phi_{K,i} \cdot \sqrt{\mu} \quad (4.42)$$

4.3.3.2 Resultados Obtidos com a Utilização de um TMD Para a Acção Sísmica

Uma vez exposto o procedimento anterior para dimensionamento de um TMD para a acção sísmica, torna-se interessante confrontar resultados obtidos por esta via com os obtidos através de uma afinação de um TMD para acções harmónicas.

Num ensaio experimental realizado por Moutinho et al. [4.17], foi analisado numericamente um pórtico de um piso com um TMD instalado segundo a acção de três sismos. As características do pórtico e dos TMD's utilizados estão descritos na Tabela 4.1. Os espectros utilizados para simular a acção sísmica são apresentados na Figura 4.30.

Tabela 4.1– Características do pórtico e dos TMD' utilizados

	m [kg]	k [kN/m]	c [kg/s]	n [Hz]
Pórtico	22,3	25,8	15,2	5,42
TMD	Cargas Harmónicas	0,302	0,3400	1,02
	Método de Villaverde	0,302	0,3497	2,60

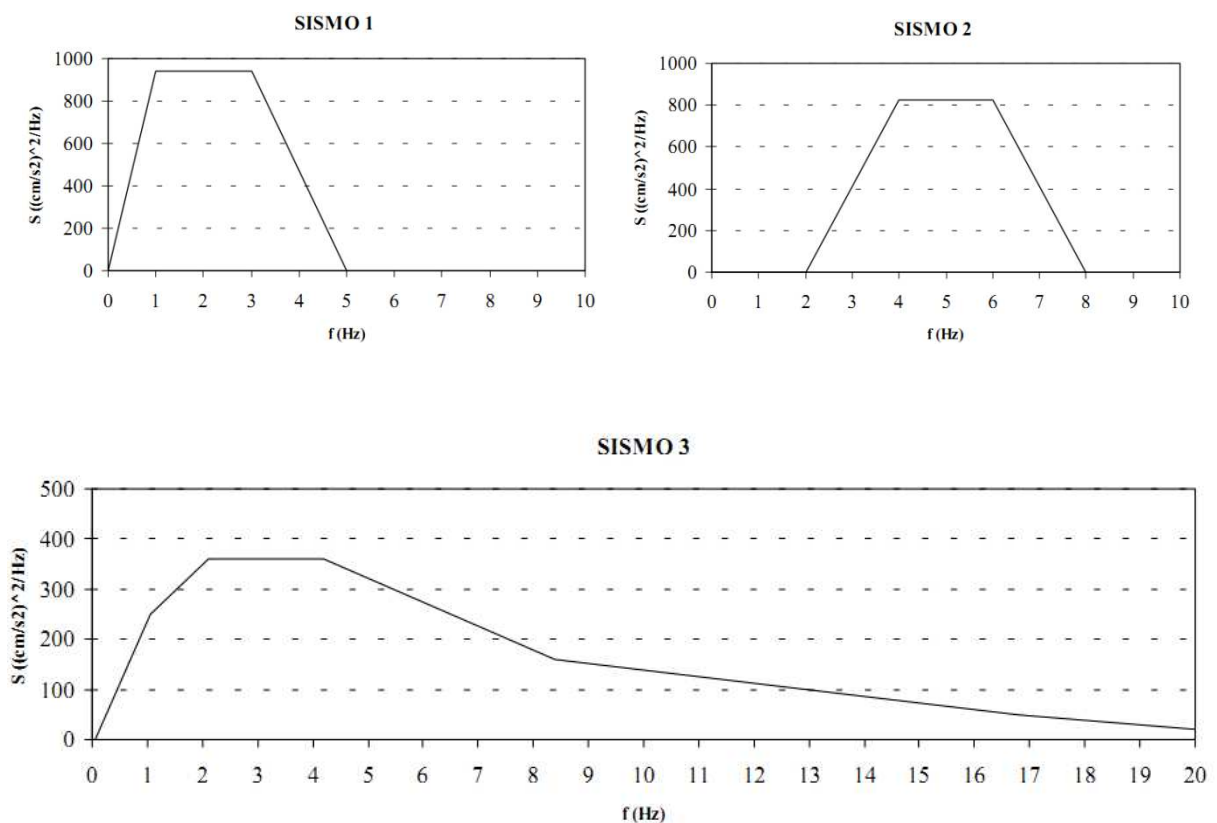


Figura 4.30 – Espectros de potência utilizados na geração da acção sísmica [4.17]

Como é possível observar, o conteúdo espectral do sismo 1 centra-se numa gama de frequências afastada da frequência natural da estrutura, enquanto o do sismo 2 se centra em torno desta. Por seu lado, o sismo 3 contém um largo conteúdo espectral numa gama de frequências que se prolonga até aos 20Hz, tornando-o semelhante a um sismo real.

Os TMD's testados foram sintonizados segundo o descrito em 4.3.2.2 (para uma acção harmónica) e em 4.3.3.1 (de acordo com o proposto por Villaverde para uma acção sísmica).

Os resultados obtidos estão descritos na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Resultados obtidos das simulações numéricas com e sem TMD [4.17]

Acção sísmica	Máximo deslocamento			Máxima aceleração		
	relativo (mm)			absoluta (g)		
	Sem TMD	Com TMD (harm.)	Com TMD (Villaverde)	Sem TMD	Com TMD (harm.)	Com TMD (Villaverde)
SISMO 1	2,21	2,44 (+10%)	2,36 (+8%)	0,127	0,142 (+12%)	0,134 (+6%)
SISMO 2	14,46	8,93 (-38%)	10,51 (-27%)	1,677	1,050 (-37%)	1,179 (-27%)
SISMO 3	7,26	5,28 (-27%)	4,89 (-33%)	0,848	0,637 (-25%)	0,595 (-30%)

Como é possível constatar, o TMD sintonizado para uma carga harmónica revela-se mais eficaz, no caso do sismo 2, que o sintonizado através das fórmulas propostas por Villaverde. Este resultado justifica-se pelo facto do conteúdo espectral deste sismo se situar sobre a frequência fundamental do pórtico. Por outro lado, no caso do sismo 3, o TMD sintonizado segundo Villaverde revela-se mais eficaz. Este resultado está de acordo com o esperado uma vez que, sendo o conteúdo espectral do sismo 3 mais alargado, a resposta é condicionada pelos primeiros modos de vibração (os quais sofreram um aumento do seu amortecimento graças ao TMD), ao contrário do que acontece com o sismo 2, em que a resposta é governada, essencialmente, pelo primeiro modo de vibração. Uma vez que o TMD sintonizado para uma carga harmónica apenas actua para o primeiro modo, este perde eficácia quando outros modos condicionam a resposta. No caso do sismo 1, ambos os TMD's se revelam totalmente ineficazes (agravando até a resposta da estrutura). Esta situação justifica-se pela ausência de fenómenos ressonantes em torno do modo de vibração para o qual o TMD foi sintonizado.

Assim, é possível concluir que a utilização de TMD's se revela mais eficaz em situações de acção sísmica mais gravosa.

4.3.4 IMPORTÂNCIA DE UMA RIGOROSA AFINAÇÃO

Os TMD's, para um funcionamento na sua máxima eficácia, necessitam de uma sintonização rigorosa. Bachmann e Weber [4.14] referem que a afinação da frequência correcta do TMD é decisiva para um bom funcionamento do mesmo. Por outro lado, afirmam que, embora possua alguma importância no comportamento do dispositivo, a afinação do amortecimento não é tão condicionante. Na Figura 4.31 é possível verificar o que se acabou de afirmar. O ponto óptimo de funcionamento (correspondendo ao menor valor, ou seja, 11,6) apenas é atingido para uma determinada frequência e amortecimento do TMD. No entanto, para atingir uma amplificação de 15%, a gama de valores de amortecimento é já bastante mais alargada que a de frequência.

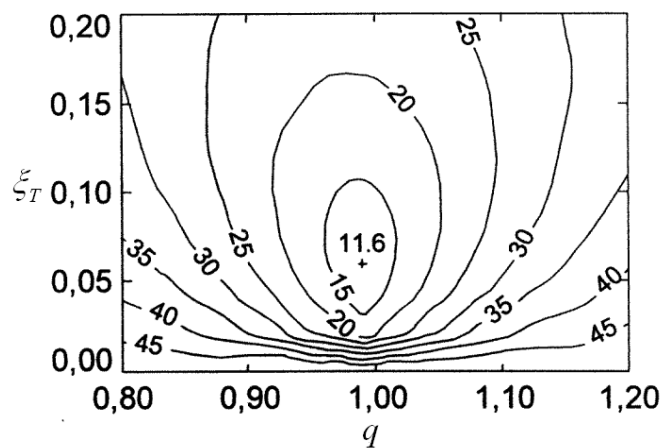


Figura 4.31 – Curvas de máxima amplificação

Na Figura 4.32 apresenta-se a função de resposta em frequência de uma chaminé para o qual foram dimensionados dois TMD's [4.18]: um com as características correctas de acordo com 4.3.2.2 e um outro em que se considerou uma frequência de 0,53Hz, quando na verdade a frequência deveria ser 0,50Hz. Como é possível observar, na função relativa ao mau afinamento, ainda que pequeno, conduz já um aumento assinalável do deslocamento.

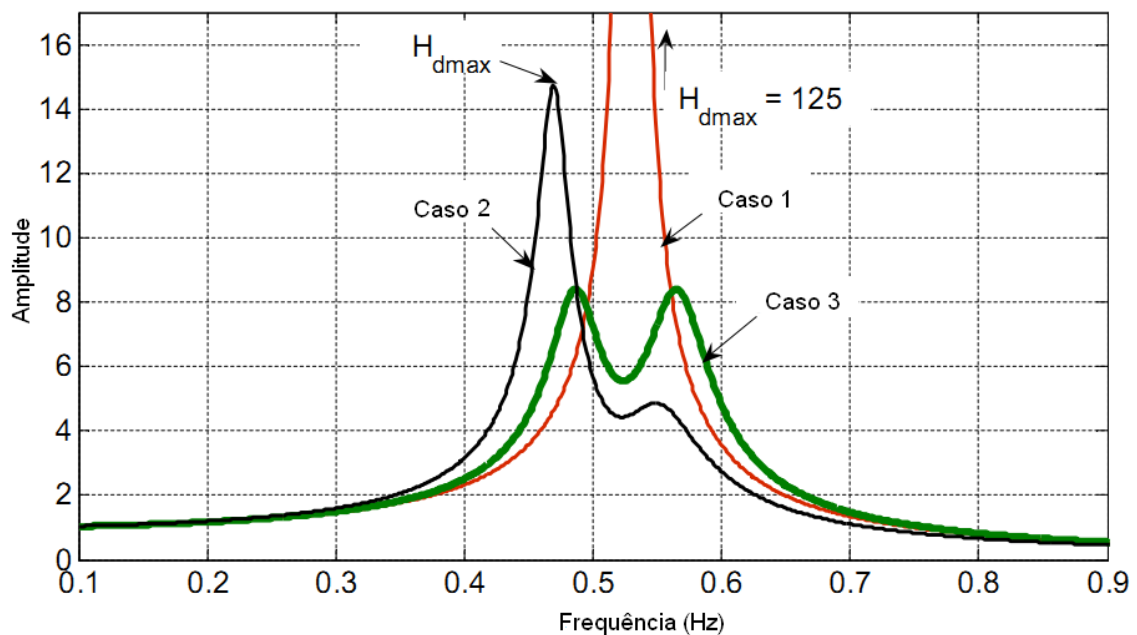


Figura 4.32 – Função de resposta em frequência de uma chaminé: Caso 1 – sem TMD; Caso 2 – com TMD mal sintonizado; Caso 3 – TMD bem sintonizado [4.18]

Na tentativa de contrariar estes possíveis erros de afinação, Ricciardelli [4.19] propõe, com o intuito de controlar os efeitos de libertação de vórtices em chaminés (ver 2.4.3.2), um aumento controlado da massa do TMD.

Na situação em estudo no presente trabalho (acção do vento), é também de prever uma menor eficiência do TMD, relativamente à obtida por via numérica. Esta menor eficácia deve-se ao facto de

os parâmetros do TMD serem calculados considerando uma acção harmónica, quando a acção do vento rigorosamente não o é. No entanto, como na maioria das situações a resposta da estrutura à acção do vento se dá essencialmente no primeiro modo de vibração, essa perda de eficiência não será possivelmente tão séria. O facto de a resposta estrutural se dar no primeiro modo de vibração justifica, também, a razão de, no capítulo 7, se ter optado por dimensionar o TMD para uma acção harmónica e não segundo a proposta de Villaverde.

5

PROJECTO DA CHAMINÉ METÁLICA

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é estudada uma chaminé industrial metálica com 80 metros de altura que foi pré-dimensionada para a estação de produção de energia eléctrica Dunamenti em Százhalombatta, na Hungria.

Este estudo consistiu na elaboração e validação do projecto da mesma chaminé, tendo-se partido do caderno de encargos e de desenhos relativos aos estudos prévios. Para tal, foi elaborada uma modelação dessa mesma chaminé através de um programa de elementos finitos.

5.2 CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA

5.2.1 RESUMO

A estrutura da chaminé industrial metálica estudada possui uma altura de 80 metros e um diâmetro interior constante de 8 metros. A sua configuração assenta essencialmente em três partes: uma zona inferior (que parte da cota do terreno até uma altura de 31,5 metros) de elevada rigidez que funciona como suporte do corpo cilíndrico; a chaminé (uma peça cilíndrica que se prolonga por 48,5 metros) e uma estrutura de travamento. Uma vista isométrica e um desenho esquemático da chaminé são apresentados na Figura 5.1 e Figura 5.2.

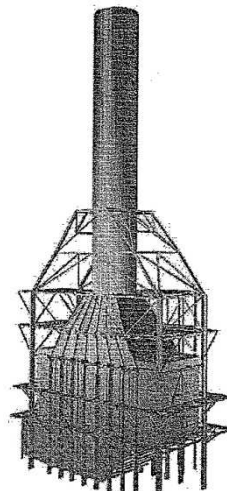


Figura 5.1 – Vista isométrica da chaminé

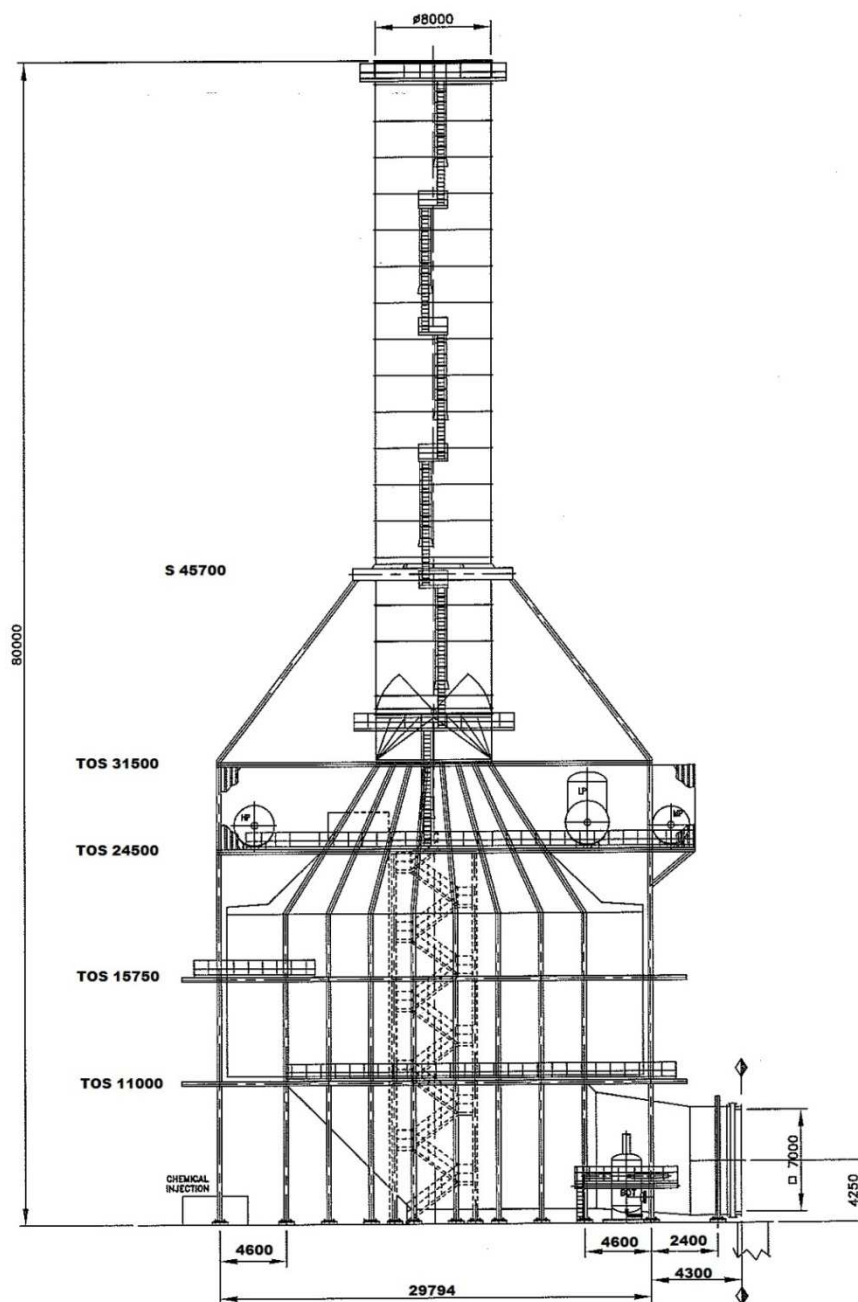


Figura 5.2 – Alçado da chaminé

5.2.2 DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DA ESTRUTURA

5.2.2.1 Chaminé

A peça cilíndrica que constitui a chaminé possui uma variação de espessura discreta das suas paredes de acordo com a Tabela 5.1.

Tabela 5.1– Variação da espessura da chapa da chaminé em altura

Cota [m]	Espessura [mm]
0 – 46,7	25
46,7 – 56,7	15
56,7 – 66,7	12
66,7 – 73,35	10
73,35 – 80	8

Existe uma escada para serviços técnicos ao longo do desenvolvimento da chaminé. Para além desta, existem plataformas circulares que envolvem o seu perímetro e plataformas intermédias. Estas plataformas são colocadas por motivos de segurança, de modo a não obrigar os trabalhadores a subir ou descer lanços de escadas com comprimentos superiores a 9 metros, tal como ilustrado na Figura 5.3. Descrevem-se na Tabela 5.2. As dimensões e cotas das sucessivas plataformas.

Tabela 5.2 – Dimensões e cotas das diferentes plataformas existentes na chaminé

Tipo de plataforma	Largura [m]	Cota [m]
Circular	2,0	+36,8
Intermédia	1,0	+45,2
Intermédia	1,0	+53,6
Circular	1,5	+62,0
Intermédia	1,0	+70,0
Circular	1,0	+77,5

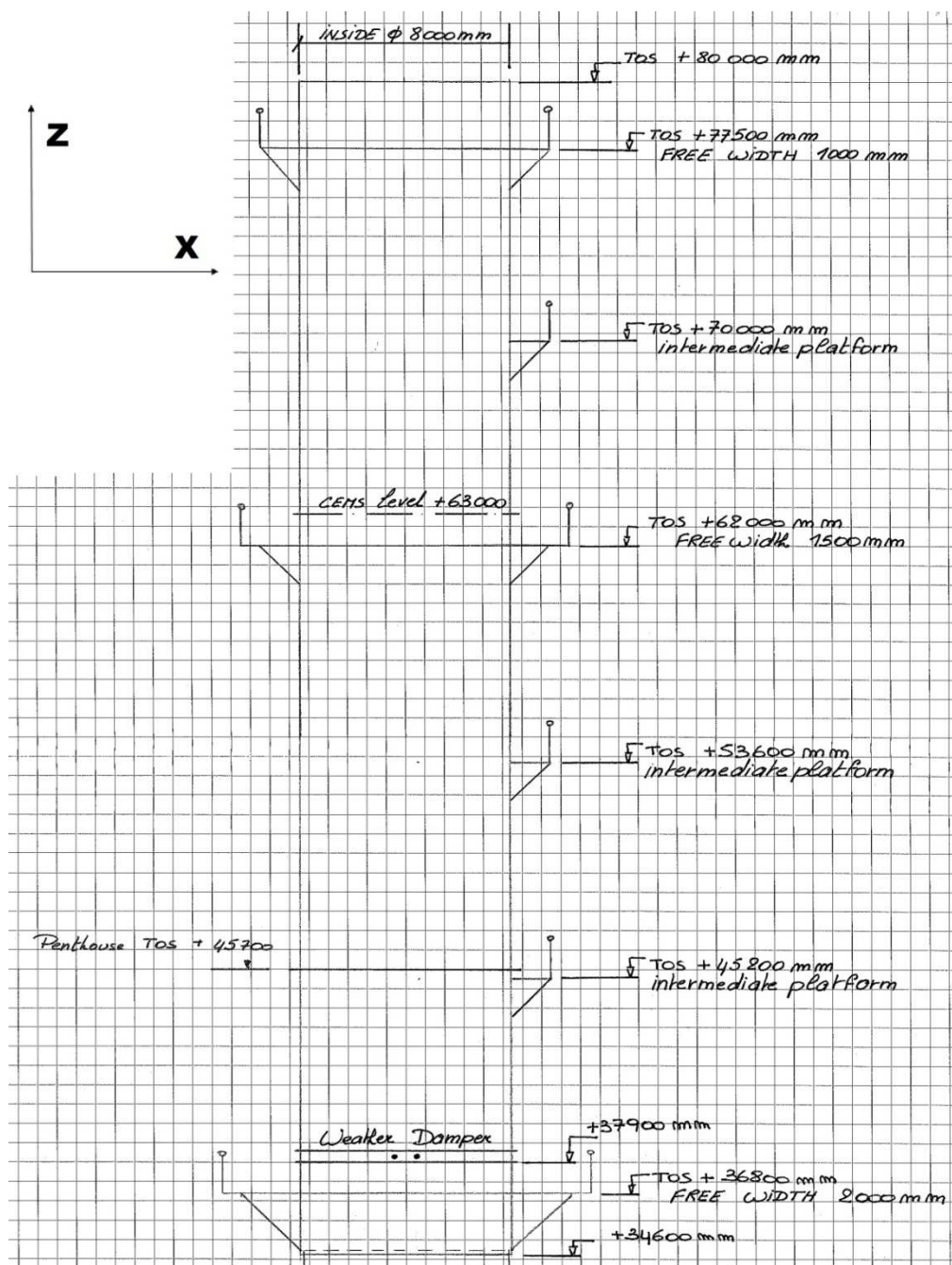


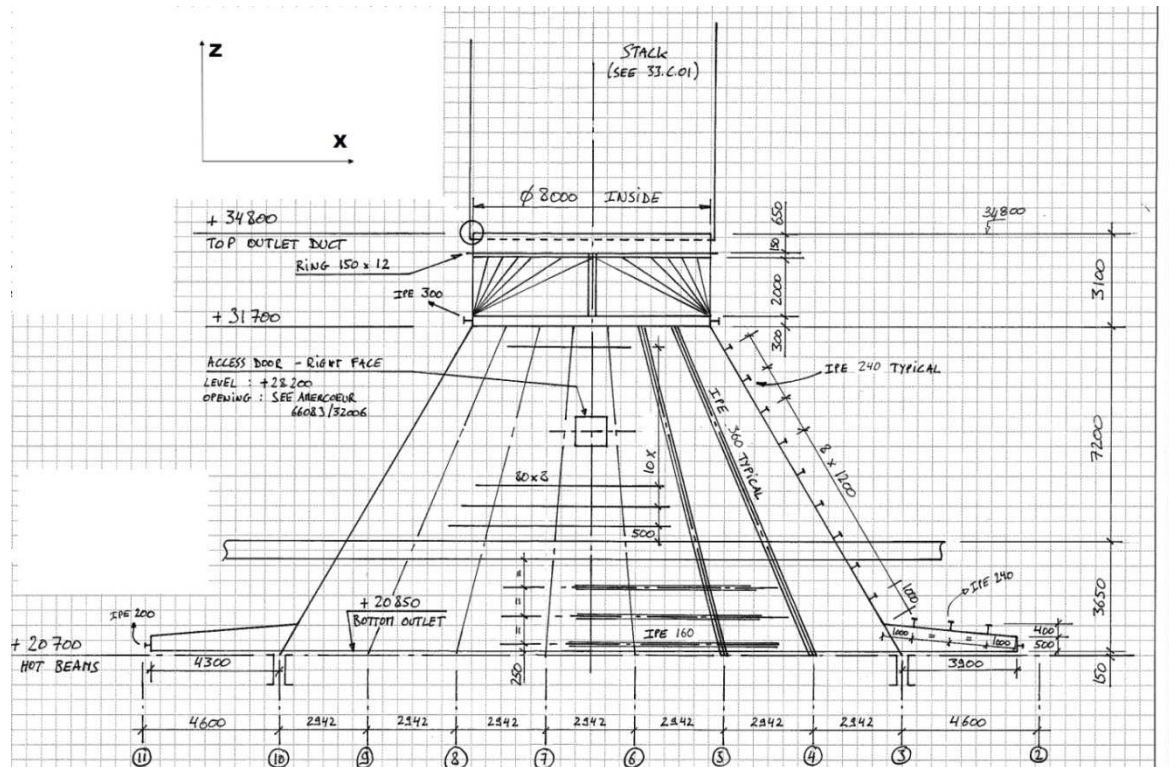
Figura 5.3 – Esquema ilustrativo da localização das plataformas

A chaminé possui também um isolamento exterior do tipo “Rockwool” com uma espessura de 50mm ao longo do seu corpo, uma vez que suporta uma temperatura de projecto de 170°C e uma temperatura diferencial de 35°C.

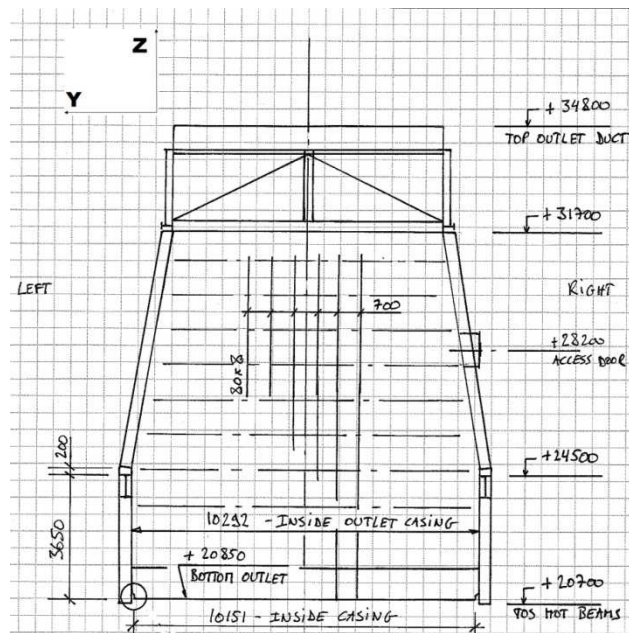
5.2.2.2 Câmara de Condução de Gases

Este elemento é constituído basicamente por duas secções: uma de volumetria paralelepípedica e uma outra semelhante a uma pirâmide cortada no topo.

Este elemento é constituído por chapas de aço (cuja espessura não era conhecida) e por nervuras em perfis do mesmo material, tal como exemplificado nos desenhos da Figura 5.4.



a)



b)

Figura 5.4 - Desenhos da estrutura referentes à cota a partir da qual se modelou a chaminé: a) Alçado da câmara de condução de gases e arranque da chaminé; b) Vista lateral da câmara

Esta peça de suporte encontra-se a uma temperatura de projecto de 20°C e a uma temperatura diferencial de 35°C.

5.2.2.3 Estrutura de Travamento Exterior

Esta peça é constituída por perfis metálicos (Figura 5.5), estando apenas ligada à câmara de condução de gases através de vigas. O seu objectivo é introduzir travamento da chaminé a uma cota superior (+45,7 m) à do término do suporte, materializando-se portanto por um apoio elástico.

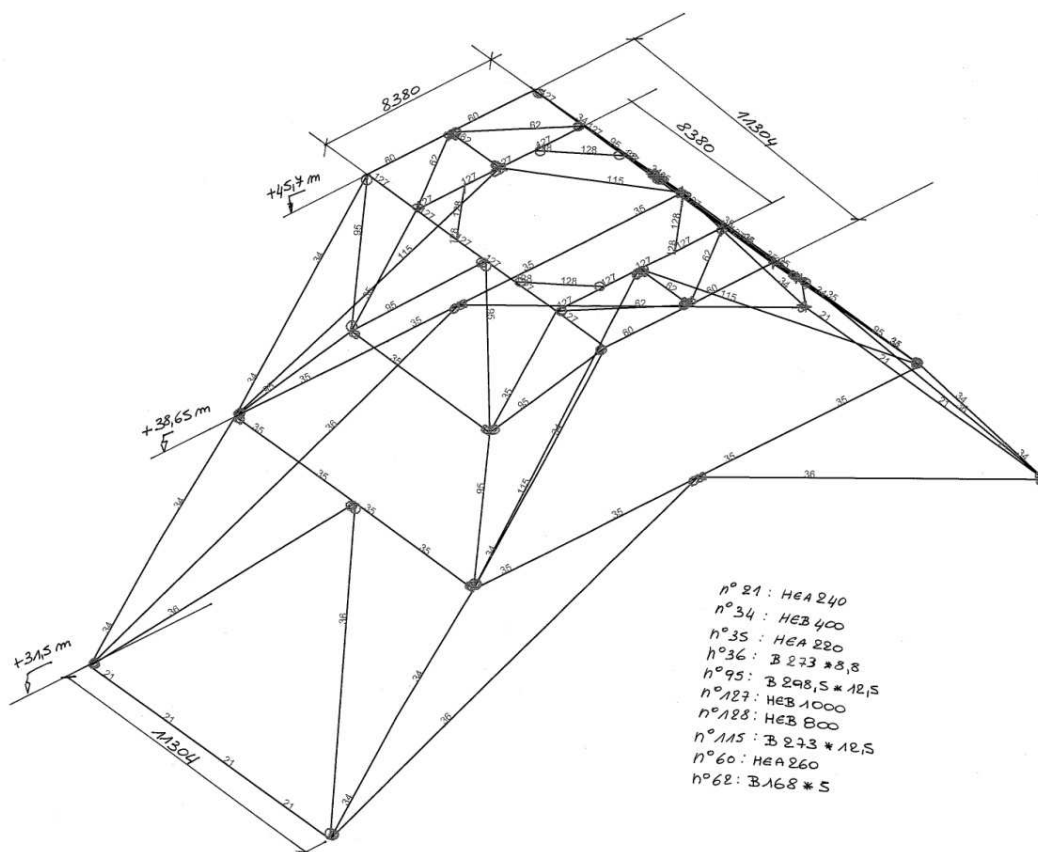


Figura 5.5 – Desenho esquemático da estrutura de travamento exterior

Este elemento encontra-se sujeito a uma temperatura de projecto de 20°C e a uma temperatura diferencial de 35°C.

5.3 CARACTERÍSTICAS DAS CARGAS DE PROJECTO

As cargas de projecto utilizadas foram as cargas descritas no caderno de encargos. Neste documento é referido que as cargas que nele constam são as definidas pelos Eurocódigos.

5.3.1 CARGAS PERMANENTES

As cargas permanentes de projecto foram:

- O peso próprio da estrutura, considerando uma massa volúmica de 8250 kg/m^3 (para ter em conta o peso de elementos tais como parafusos e goussets);
- O peso próprio do isolamento do tipo Rockwool com uma espessura de 50mm existente na chaminé – 100 kg/m^3 ;
- O peso próprio das plataformas da chaminé – $1,35 \text{ kN/m}^2$;
- O peso próprio do lanço de escadas da chaminé – $1,35 \text{ kN/m}^2$;
- Weather damper – 15 042 toneladas.

5.3.2 CARGAS VARIÁVEIS

Os valores característicos das acções variáveis consideradas no projecto foram:

- Devido à exploração das plataformas na estrutura de travamento – 5 kN/m^2 (um valor superior ao regulamentar EN 13084-1 [5.1]);
- Uma carga distribuída no topo da chaminé devido ao chapéu de chaminé – 1 kN/m^2 ;
- De exploração das plataformas da chaminé – 5 kN/m^2 ;
- De exploração do lanço de escadas da chaminé – 5 kN/m^2 .

Os coeficientes parciais de segurança utilizados foram os seguintes: $\gamma_0=0,7$; $\gamma_1=0,5$; $\gamma_2=0,3$ de acordo com EN 1990 [5.2].

5.3.3 EFEITOS DA TEMPERATURA

A chaminé é dimensionada para uma temperatura de projecto de 170°C , enquanto a restante estrutura está sujeita a uma temperatura de projecto de 20°C gerando-se, portanto, uma variação de $\Delta t=150^\circ\text{C}$ entre a chaminé e a câmara de condução de gases.

Toda a estrutura possui uma variação de temperatura de $\Delta t=35^\circ\text{C}$.

Os coeficientes parciais de segurança utilizados para a definição de combinações de acções foram: $\gamma_0=0,6$; $\gamma_1=0,5$; $\gamma_2=0$, de acordo com EN 1990 [5.2].

5.3.4 EFEITOS DA ACÇÃO DO VENTO

O efeito da acção do vento foi calculado segundo o Eurocódigo [5.3]. Uma vez que a chaminé possui uma altura inferior a 200m, este documento é aplicável.

Segundo o EN 1991-1-4 [5.3], a velocidade de referência do vento (v_b) é “definida em função da direcção do vento e da época do ano a uma altura de 10m acima da superfície de um terreno da categoria II”. O caderno de encargos apenas definia uma velocidade de referência a uma cota de 15m de valor igual a 45m/s. Tendo em conta as definições presentes no Tabela 5.3, e o enquadramento da estrutura numa categoria de terreno do tipo II, é possível calcular a velocidade de referência do vento (a uma altura de 10m).

Tabela 5.3 – Categorias de terreno presentes no EN 1991-1-4 [5.3]

Categoria do terreno	z_0	$z_{\min}$
	[m]	[m]
0 - Mar ou zona costeira exposta aos ventos do mar	0,003	1
I - Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação negligenciável e livre de obstáculos	0,01	1
II - Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelos menos, 20 vezes a sua altura	0,05	2
III - Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	5
IV - Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15m	1,0	10

A norma [5.3] adopta o perfil logarítmico de variação da velocidade média em altura $v_m(z)$ calculado através de:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (5.1)$$

em que $c_0(z)$ é o coeficiente de orografia (considerado igual a 1,0) e $c_r(z)$ é o coeficiente de rugosidade calculado por:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \text{ para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (5.2)$$

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

em que z_0 é o comprimento de rugosidade definido na Tabela 5.3, k_r é o coeficiente de terreno, dependente do comprimento de rugosidade, calculado do seguinte modo:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (5.3)$$

em que $z_{0,II}$ toma o valor de 0,05m, $z_{\min}$ é a altura mínima definida na Tabela 5.3, e $z_{\max}$ toma o valor de 200m.

Os parâmetros caracterizadores do perfil médio de velocidades do vento, calculado segundo EN 1991-1-4 [5.3], de acordo com o tipo de terreno no qual a estrutura está implantada estão descritos na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Parâmetros caracterizadores do perfil médio de velocidades do vento (segundo [5.3])

v_b [m/s]	41,53
z_0 [m]	0,05
k_r	0,19
$z_{\min}$ [m]	2

O perfil logarítmico médio das velocidades do vento está representado na Figura 5.6.

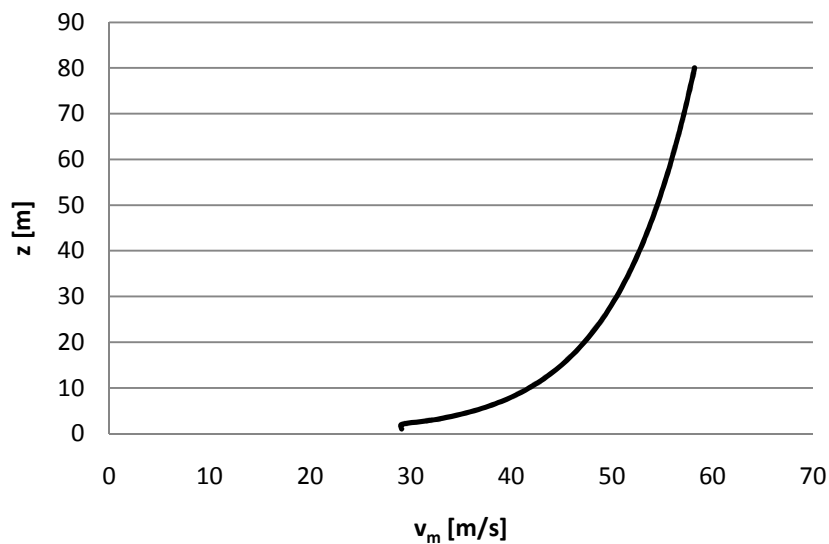


Figura 5.6 – Perfil logarítmico médio das velocidades (segundo [5.3])

A pressão dinâmica de pico à altura z ($q_p(z)$), “a qual resulta da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento” [5.3], é calculada do seguinte modo:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot v_m^2 \quad (5.4)$$

em que ρ_{ar} é a massa volúmica do ar (assumido igual a 1,25kg/m³) e $I_v(z)$ a intensidade de turbulência do vento à altura z :

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)}, \text{ para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (5.5)$$

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

em que σ_v se refere ao desvio padrão da componente de turbulência da velocidade do vento e pode ser calculado através de:

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_I \quad (5.6)$$

em que k_I é o coeficiente de turbulência (possuindo o valor de 1,0). Na Figura 5.7 ilustra-se a evolução da intensidade de turbulência em altura.

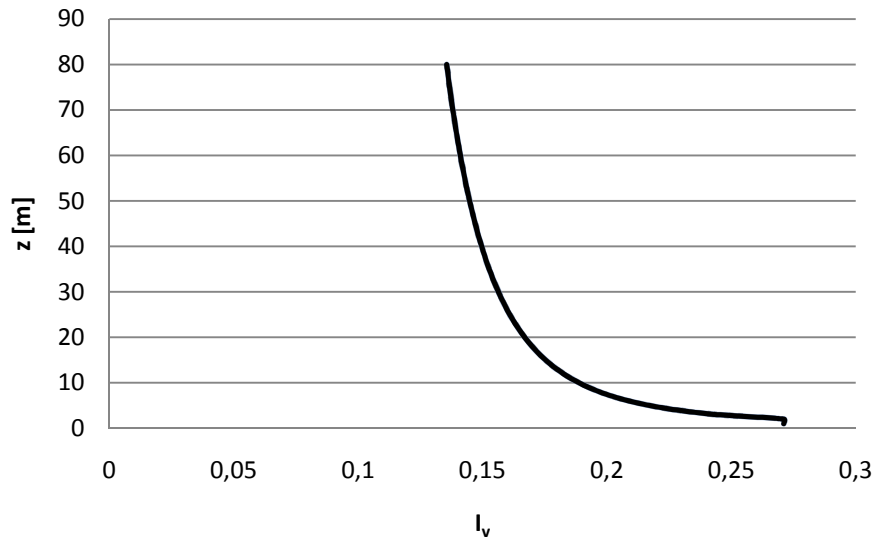


Figura 5.7 – Evolução da intensidade de Turbulência em altura (segundo [5.3])

Tendo-se optado pela caracterização da acção de vento a partir do coeficiente de força, a força exercida pelo vento (F_w) é calculada através de:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z) \cdot A \quad (5.7)$$

em que $c_s c_d$ é o coeficiente estrutural, A é a área de incidência do vento e c_f é o coeficiente de força relativo ao elemento da construção. Este coeficiente de força foi calculado separadamente para a chaminé e para a estrutura de travamento exterior.

5.3.4.1 Coeficiente Estrutural

Segundo o EN 1991-1-4 [5.3], o coeficiente estrutural “deverá ter em conta o efeito nas acções do vento da não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico sobre a superfície (c_s) em conjunto com o efeito das vibrações da estrutura devidas à turbulência (c_d)”. Uma vez que a altura da chaminé estudada é superior a 60m e a 6,5 vezes o seu diâmetro, torna-se necessário calcular o valor deste coeficiente.

A expressão para cálculo deste coeficiente é dada por:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2.k_p.I_v(z_s).\sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7.I_v(z_s)} \quad (5.8)$$

em que z_s é considerada uma altura de referência para determinação do coeficiente estrutural (ver Figura 5.8), k_p é o factor de pico (definido como o quociente entre o valor máximo da parte flutuante da resposta da estrutura e o desvio padrão desta, I_v é a intensidade de turbulência e B^2 e R^2 são, respectivamente, os coeficientes de resposta quasi-estática e em ressonância.

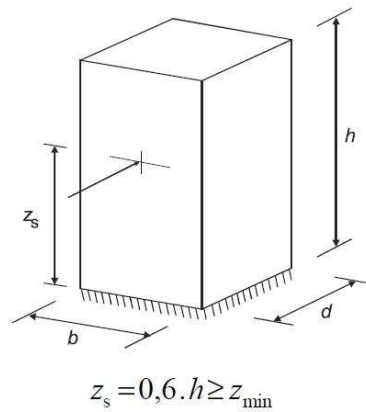


Figura 5.8 – ilustração do valor de z_s

Os valores obtidos para o coeficiente $c_s . c_d$ são apresentados Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Resultados obtidos no cálculo do coeficiente $C_s \cdot C_d$

	Direcção de Incidência do vento	
	X	Y
z_s [m]	61,0	61,0
k_p	3,749	3,759
I_v	0,141	0,141
B^2	0,683	0,683
R^2	0,316	0,279
$C_s \cdot C_d$	1,035	1,026

5.3.4.2 Coeficiente de Força para a Chaminé

Segundo o EN 1991-1-4 [5.3], o coeficiente de força fornece “o efeito global do vento sobre uma construção, um elemento estrutural ou um componente, considerados no seu todo e incluindo o atrito, caso este não seja especificadamente excluído”. Torna-se assim indispensável uma análise cuidada deste coeficiente no âmbito deste trabalho.

De acordo com a mesma norma [5.3], o coeficiente de força é calculado de acordo com a expressão:

$$C_f = C_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (5.9)$$

em que $C_{f,0}$ é o coeficiente de força para cilindros sem livre escoamento em torno das extremidades e ψ_λ é um coeficiente que tem em conta os efeitos de extremidade (que foi considerado igual a 1,0).

O valor de $C_{f,0}$ é obtido através da Figura 5.9.

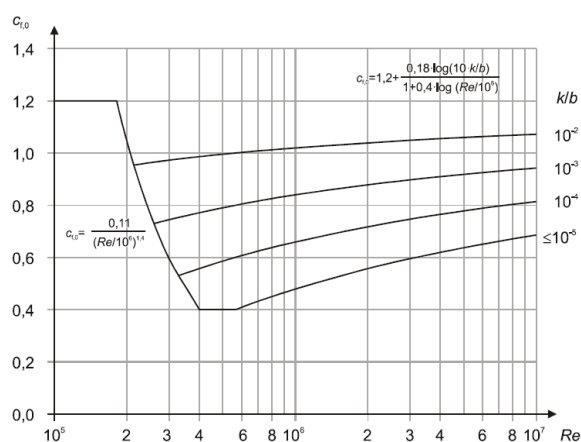


Figura 5.9 – Coeficiente de força $C_{f,0}$ para cilindros de base circular sem livre escoamento em torno das extremidades e para diferentes valores da rugosidade equivalente k/b

Uma vez que o número de Reynolds (Re) é definido através da expressão:

$$Re = \frac{B \cdot v(z, t)}{\nu} \quad (5.10)$$

em que B é o valor do diâmetro exterior das diferentes secções, $v(z, t)$ a velocidade do vento de pico à altura z definida por:

$$v(z, t) = U(z) + u(z, t) \quad (5.11)$$

O valor da rugosidade superficial equivalente k para o aço (superfície lisa) é de 0,05 (ver Tabela 5.6).

Tabela 5.6 – Rugosidades superficiais equivalentes k

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

Tendo por base as séries temporais $u(z, t)$, relativas à componente turbulenta da acção do vento geradas de acordo com o descrito no capítulo 7, foi possível determinar um coeficiente de força para a chaminé de $c_f = 1,0$.

5.3.4.3 Cálculo do Coeficiente de Força para a Estrutura de Travamento Exterior

Para o cálculo do coeficiente de força para os perfis metálicos que constituem a estrutura de travamento exterior, foram seguidas as indicações presentes no Eurocódigo [5.3] para elementos estruturais de secção com arestas vivas.

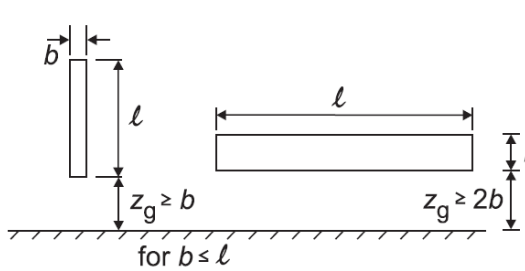
Segundo este documento, c_f é obtido através da expressão (5.9), sendo a $c_{f,0}$ atribuído o valor de 2,0.

O valor de c_f é depois ajustado caso a caso de acordo com o coeficiente ψ_λ .

O valor de ψ_λ é obtido em função da esbelteza efectiva dos perfis (λ) e do índice de vazios (φ).

A esbelteza efectiva é definida em função das dimensões da construção e da sua posição, sendo obtida a partir da Tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Valores de λ recomendados para perfis com arestas vivas e estruturas treliçadas [5.3]

Nº	Posição da estrutura, vento perpendicular ao plano da figura	Esbelteza efectiva λ
1		Para elementos com secção poligonal com arestas vivas e estruturas treliçadas: • para um $l \geq 50m$, o menor ($\lambda = 1,4 \cdot \frac{l}{b}; \lambda = 70$) • para um $l < 15m$, o menor ($\lambda = 2 \cdot \frac{l}{b}; \lambda = 70$) (Para valores intermédios de l, deverá ser efectuada uma interpolação linear)

Definindo um índice de cheios (φ) através da expressão:

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (5.12)$$

em que A é a soma das áreas projectadas dos elementos e A_c é área limitada pelo contorno exterior (Figura 5.10),

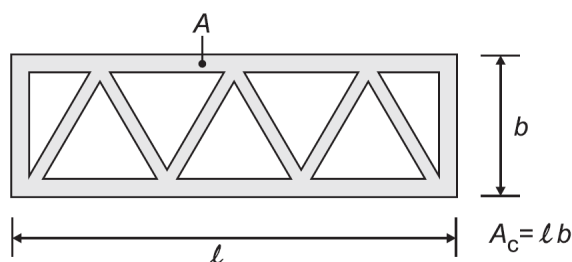


Figura 5.10 – Definição do índice de cheios φ

pode, finalmente, obter-se o valor de ψ_λ através da Figura 5.11.

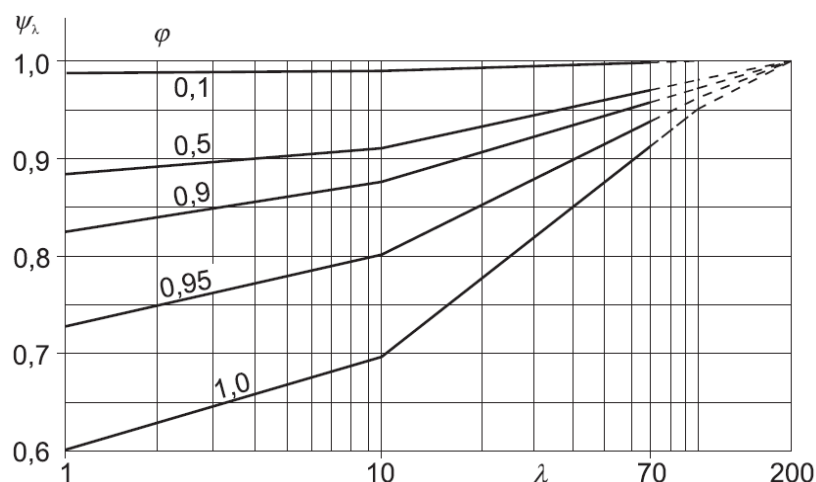


Figura 5.11 – Valores indicativos do coeficiente de efeitos de extremidade ψ_λ , em função do índice de cheios φ e da esbelteza λ

Os resultados obtidos para a chaminé em estudo estão descritos na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Resultados obtidos para uma análise dos coeficientes de força para a estrutura de travamento

Direcção X		Direcção Y	
λ média	43,23	λ média	56,28
φ	0,46	φ	0,24
ψ_λ	0,95	ψ_λ	0,97
$c_{f,0}$	2,0	$c_{f,0}$	2,0
c_f	1,90	c_f	1,94

No entanto, tendo em conta que os coeficientes apresentados no caderno de encargos eram de 1,3 para ambas as direcções, foi decidido diminuir um pouco os valores de c_f obtidos, tendo-se optado por utilizar os valores 1,5 e 1,7 para, respectivamente, as direcções X e Y.

5.3.4.4 Cargas Devidas à Acção do Vento

Tendo em conta os pontos 5.3.4.1, 5.3.4.2 e 5.3.4.3, os valores característicos de pressão estática equivalente correspondentes à acção do vento sobre a estrutura estão descritos na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Valores de carga devido à acção do vento

		Pressão estática equivalente devido ao vento (kN/m ²)	
Cotas (m)	Chaminé	Estrutura de Travamento Exterior/ Câmara de condução de gases	
		Direcção Y	Direcção X
0 – 16	2,87	5,00	4,45
16 – 25	3,20	5,57	4,96
25 – 35	3,45	6,02	5,36
35 – 55	3,82	6,66	5,92

Estas pressões foram aplicadas directamente na superfície da câmara de condução de gases, enquanto as pressões referentes à chaminé foram introduzidas ao longo dos anéis de rigidez do mesmo.

Numa fase inicial, foi realizada uma análise estrutural que teve em conta estas pressões para simulação da acção dos ventos. Numa fase posterior, a acção do vento foi decomposta na sua componente média, tratada através de uma análise estática com coeficientes de força e de uma análise dinâmica, em que se simularam numericamente as flutuações longitudinais da velocidade do vento, de modo a obter resultados mais realistas.

Os valores atribuídos aos coeficientes parciais de combinação foram: $\gamma_0=0,6$; $\gamma_1=0,2$; $\gamma_2=0$.

5.3.5 IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS REGULAMENTARES

Para ter em conta prováveis imperfeições quer da construção, quer dos elementos estruturais utilizados, impõe-se ter em consideração um desvio lateral do eixo vertical da estrutura. Em estruturas como chaminés, que possuem alturas assinaláveis, esta consideração afigura-se ainda de maior importância.

O anexo regulamentar, específico para chaminés, EN 1993-3-2 [5.4] estipula um desvio lateral (Δ) no topo da estrutura, para chaminés em “consola” de:

$$\Delta = \frac{h}{500} \cdot \sqrt{1 + \frac{50}{h}} \quad (5.13)$$

em que h é a altura da chaminé (em m).

Por outro lado, o documento EN 13084-1 [5.1] define um desvio lateral diferente. Este documento refere que, nas situações em que não é realizado um estudo pormenorizado dos efeitos da radiação solar sobre a estrutura e das tolerâncias de construção, pode ser tido em consideração uma inclinação do eixo da chaminé em relação à vertical de 1/500.

Os desvios impostos ao topo da estrutura, considerando uma altura de 80m (correspondente à altura total) estão definidos na Tabela 5.10 tendo por base cada um dos dois documentos referidos.

Tabela 5.10 – Desvios laterais regulamentares de acordo com os diferentes documentos

Documento	EN 1993-3-2	EN 13084-1
Desvio Lateral (mm)	204	160

Uma vez que a estrutura apenas foi modelada a partir da cota +20,85m (ver 3), foi calculado o valor do desvio lateral que correspondesse a um ângulo de desvio entre o eixo vertical e o da estrutura igual ao imposto regulamentarmente. Os valores obtidos estão descritos na Tabela 5.11.

Tabela 5.11 – Desvios laterais regulamentares para o modelo de acordo com os diferentes documentos

Documento	EN 1993-3-2	EN 13084-1
Desvio Lateral [mm]	124	97

Para o cálculo estrutural da chaminé foi considerado o valor mais gravoso ($\Delta = 124\text{mm}$).

5.3.6 COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

Para o cálculo da estrutura face às solicitações a que é sujeita, foram definidas seis combinações de acções que se caracterizam na Tabela 5.12.

Tabela 5.12 – Combinações de acções

Nº Combinação	Acção Variável Base	Direcção de Actuação do Vento
1	Cargas Variáveis	Direcção segundo X
2	Cargas Variáveis	Direcção segundo Y
3	Acção do Vento	Direcção segundo X
4	Acção do Vento	Direcção segundo Y
5	Acção da Temperatura	Direcção segundo X
6	Acção da Temperatura	Direcção segundo Y

Para definição das combinações e dos respectivos coeficientes de majoração, foram seguidas as instruções referentes a projectos dos elementos estruturais presente no regulamento EN 1993-3-2 [5.4] e descritos na Tabela 5.13.

Tabela 5.13 – Valores de cálculo das acções [5.4]

Tipo de Efeito	Classe de Confiança	Acções Permanentes	Acções Variáveis
Desfavoráveis	3	1,2	1,6
	2	1,1	1,4
	1	1,0	1,2
Favoráveis	Todas as Classes	1,0	0,0
Situações Acidentais		1,0	1,0

As definições de Classes de Confiança estão descritas na Tabela 5.14.

Tabela 5.14 – Definição das Classes de Confiança

Classe de Confiança	Descrição
3	Chaminés localizadas em posições estratégicas, tais como estações nucleares ou em aglomerados urbanos densamente povoados. Chaminés importantes em zonas industriais povoadas onde as consequências económicas e sociais de falhas são bastante elevadas.
2	Todas as chaminés normais em locais industriais ou outras localizações que não são definíveis como Classe 1 ou 3.
1	Chaminés construídas em “campo aberto” cujas possíveis falhas não causarão prejuízos. Chaminés com altura menor que 16m localizadas em zonas não povoadas.

A chaminé metálica em estudo enquadra-se na classe 2.

Foi também considerado que o vento apenas actua numa direcção e nunca nas duas em simultâneo.

5.4 MATERIAIS

O material definido pelo caderno de encargos e utilizado no estudo da chaminé industrial foi o aço S235. As características padrão deste aço (a 20°C) estão resumidas na Tabela 5.15.

Tabela 5.15 – Características padrão do aço S235

Material	S235 (a 20 °C)
f_y (tensão de cedência) [MPa]	235
f_u (tensão última) [MPa]	360
E (módulo de elasticidade) [GPa]	210
G (módulo de distorção) [GPa]	80,8
ν (coeficiente de Poisson em regime elástico)	0,3
α (coeficiente de dilatação térmica linear) [1/°C]	$1,1 \times 10^{-5}$
ρ (massa volúmica) [kg/m ³]	7850,15
γ (peso volúmico) [kN/m ³]	77,01

Uma vez que partes da estrutura se encontram a uma temperatura de projecto considerável (170°C), é necessário proceder a um ajuste das características do material para essas mesmas partes.

De acordo com o regulamento EN1993-1-2 [5.5], os factores de redução para a tensão de cedência efectiva e de redução para o módulo de elasticidade em regime elástico, para a estrutura em estudo, podem ser retirados a partir da Tabela 5.16.

Tabela 5.16 – Factores de redução para a relação tensão-extensão do aço carbono a temperaturas elevadas [5.5]

Temperatura do aço	Factores de redução à temperatura θ_a referidos ao valor de f_y ou E_a a 20 °C		
	Factor de redução (referido a f_y) para a tensão de cedência efectiva	Factor de redução (referido a f_y) para a tensão limite de proporcionalidade	Factor de redução (referido a E_a) para a inclinação da recta que representa o domínio elástico
	$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	$k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$	$k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1200 °C	0,000	0,0000	0,0000

NOTA: Para valores intermédios da temperatura do aço, poderá efectuar-se uma interpolação linear.

Os valores anteriores são apresentados na Figura 5.12.

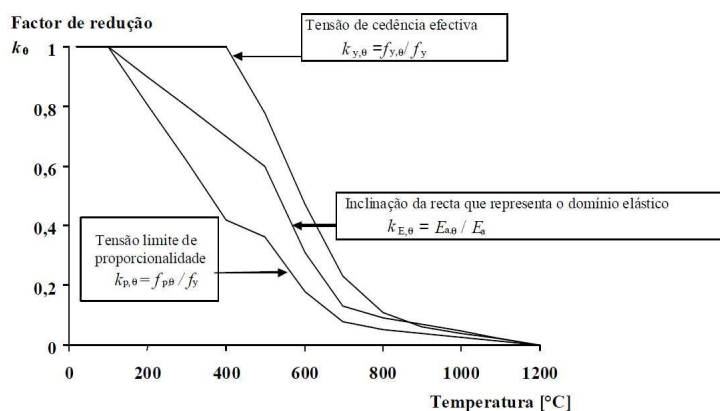


Figura 5.12 - Factores de redução para a relação tensão-extensão do aço carbono a temperaturas elevadas [5.5]

Deste modo, as características do aço presente nos locais onde a temperatura atinge os 170°C estão descritas na Tabela 5.17.

Tabela 5.17 – Factores de redução e características do aço S235 a uma temperatura de 170°C

Material	Aço S235 (a 170°C)	
Características	Factor de Redução	Valor
f_y (tensão de cedência) [MPa]	1,0	235
f_u (tensão última) [MPa]	-	360
E (módulo de elasticidade) [GPa]	0,93	195,3
G (módulo de distorção) [GPa]	0,93	75,1
ν (coeficiente de Poisson em regime elástico)	-	0,3
α (coeficiente de dilatação térmica linear) [1/°C]	-	$1,1 \times 10^{-5}$
ρ (massa volúmica) [kg/m ³]	-	7850,15
γ (peso volúmico) [kN/m ³]	-	77,01

5.5 MODELAÇÃO NUMÉRICA DA ESTRUTURA

A modelação da estrutura foi realizada com o auxílio do software de elementos finitos Autodesk Robot Structural analysis Professional 2011 [5.6]. Com esta modelação obtiveram-se resultados de uma análise estática (em termos de esforços e deformações) e dinâmica (através das frequências próprias da estrutura e dos seus modos de vibração).

Para simular a estrutura de um modo realista mas ao mesmo tempo eficiente, foi decidido modelar a estrutura apenas a partir da cota +20,85m, ou seja, a partir da câmara de condução de gases (Figura 5.4). Esta opção foi tomada tendo em conta que a estrutura é bastante rígida a cotas inferiores, não levando por isso, em princípio, a deformações que implicariam rotações ou deslocamentos no corpo cilíndrico. Por este motivo, foi considerado que esta parte da estrutura não possui uma grande contribuição para a definição das características dinâmicas da mesma. Por outro lado, a quase totalidade dos elementos de maquinaria presentes na chaminé encontram-se a cotas inferiores a +20,85m, o que levaria a um aumento do número de cargas presentes no modelo. No entanto, devido à presença de elevado número de nervuras de rigidez (materializadas por perfis metálicos), estas cargas não seriam críticas para a avaliação das condições globais e locais de segurança da chaminé.

5.5.1 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

O estudo da chaminé metálica em causa exigia a utilização de três tipos distintos de elementos na sua modelação: elementos de casca, de viga e de barra.

5.5.1.1 Elementos de Casca

Os elementos de casca foram utilizados para modelar as chapas de aço relativas tanto à chaminé como à câmara de condução de gases.

Estes elementos foram definidos como elementos finitos de 4 nós.

5.5.1.2 Elementos de Viga

Os elementos de viga são elementos que possuem seis graus de liberdade (três de translação e três de rotação).

Elementos de viga recta de dois nós foram utilizados para definir os perfis metálicos usados na câmara de condução de gases e nos anéis de rigidez da chaminé.

5.5.1.3 Elementos de Barra

Foram utilizados elementos de barra para modelar a estrutura de travamento exterior. Estes elementos de barra (que foram considerados de dois nós) apenas transmitem esforço ao longo do seu eixo longitudinal.

5.5.2 LIGAÇÕES UTILIZADAS NA MODELAÇÃO

No presente projecto, foram tidas em consideração dois tipos de ligação: as ligações da estrutura ao exterior e as ligações da estrutura de travamento exterior à chaminé.

5.5.2.1 Ligações ao Exterior

Uma vez que a modelação da estrutura não abrangeu as cotas inferiores, a ligação ao exterior da mesma não foi materializada nos seus locais reais. Por esse motivo, foram considerados dois tipos de apoios:

- Apoios simples – restringem apenas o deslocamento na direcção vertical;
- Apoios duplos – restringem as três direcções de translação mas nenhuma de rotação;

No caso da câmara de condução de gases, foram utilizados os dois tipos de apoio. Em todos os nós foram utilizados apoios simples, com excepção dos nós centrais de cada face em que foram empregues apoios duplos

Para a estrutura de travamento exterior foram utilizados apoios duplos nos seus quatro vértices (Figura 5.13 e Figura 5.14).

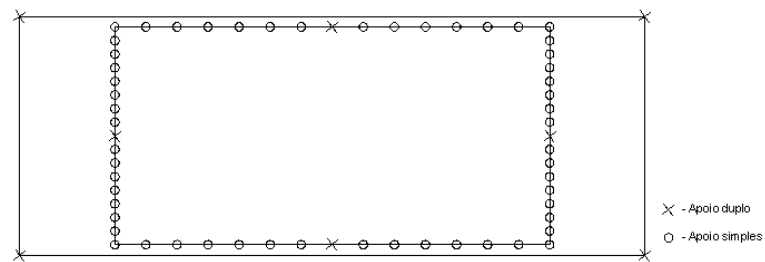


Figura 5.13 - Esquema em planta de colocação das ligações exteriores (câmara de condução de gases e estrutura de travamento exterior)

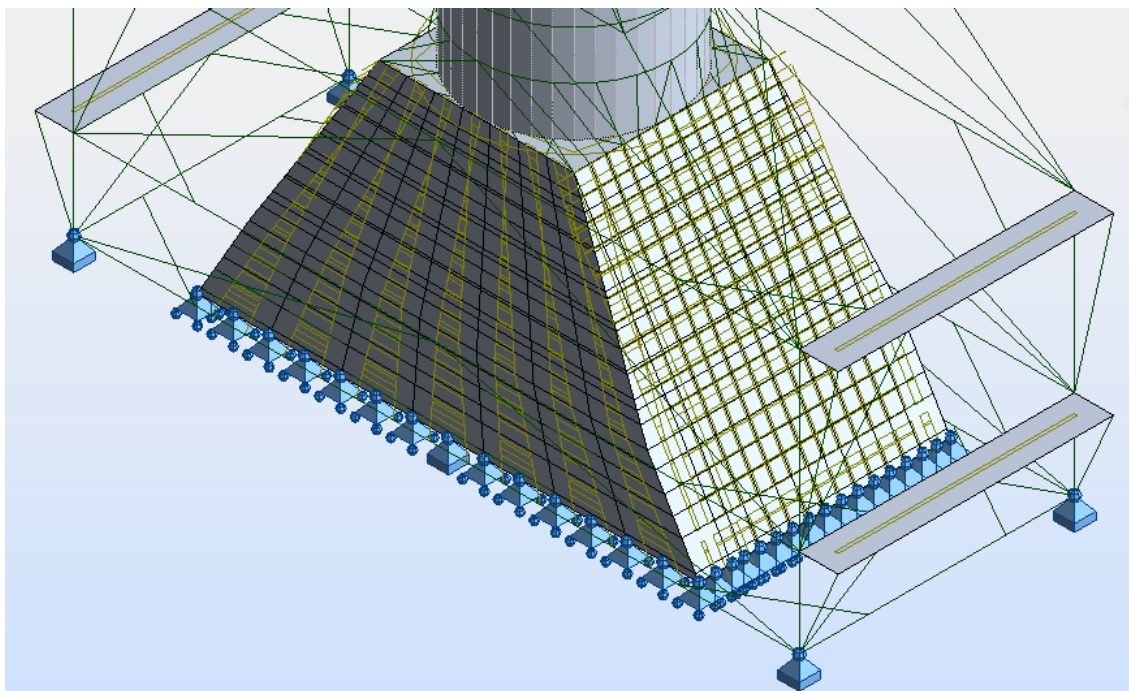


Figura 5.14 - Vista isométrica do pormenor das ligações ao exterior utilizadas

5.5.2.2 Ligações da Estrutura de Travamento Exterior à Chaminé

A ligação realizada à cota +45,7m entre a estrutura de travamento exterior e a chaminé foi simulada recorrendo a “Rigid Links”, os quais transmitem esforços segundo as direcções horizontais (X e Y) e libertam a direcção vertical (Z) e os três graus de liberdade de rotação (ver Figura 5.15).

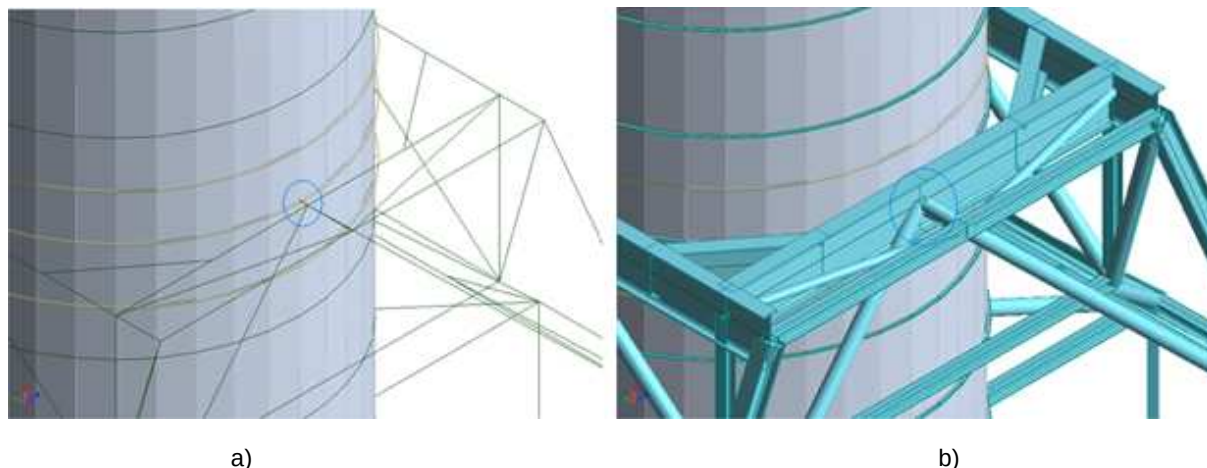


Figura 5.15 - Pormenor de uma das ligações estrutura de travamento exterior-chaminé - (assinalado nas figuras): a) sem os elementos de barra/ viga materializados; b) com estes elementos materializados

5.5.3 VALIDAÇÃO DO MODELO RELATIVO AO CORPO CILÍNDRICO

Devido à relevância que os efeitos dinâmicos possuem no presente trabalho, foi considerado de maior importância realizar uma modelação rigorosa do corpo cilíndrico. Por esse motivo, foi feita uma primeira modelação de um corpo cilíndrico metálico, encastrado na base, com as seguintes características:

- Diâmetro de 8,0m;
- Espessura constante de chapa metálica de 25mm;
- Comprimento de 48,5m (igual ao da chaminé metálica em estudo)

para assim ser possível confrontar os resultados obtidos através do programa de cálculo automático [5.6] com resultados teóricos.

Esta comparação foi realizada ao nível da frequência fundamental, uma vez que numa análise dinâmica de resposta a solicitações de acções de vento, este é o parâmetro de maior influência.

Assim, a equação teórica de cálculo da frequência fundamental para uma viga encastrada numa das suas extremidades é [5.7]:

$$f_n = \frac{k_n}{2\pi} \sqrt{\frac{E.I.g}{w.l^4}} \quad (5.14)$$

em que k_n é uma constante (dependendo da frequência desejada), E é o módulo de elasticidade, I é o momento de inércia da secção transversal, g é a aceleração da gravidade, w é peso por unidade de comprimento e l é o comprimento da viga, cujos valores se resumem na Tabela 5.18.

Tabela 5.18 – Valores referentes às características do corpo cilíndrico em estudo

Características	Valores
k_n	3,52
E	210×10^3 MPa
g	$9,81 \text{ m/s}^2$
w	48,387 kN/m
I	$5,0266 \text{ m}^4$
l	48,5 m

Por outro lado, o corpo cilíndrico foi modelado como um elemento de casca, com elementos finitos de quatro nós, sendo a malha espaçada longitudinalmente de 1m e a secção transversal dividida em 40 pontos. Representa-se na Figura 5.16 a malha de elementos finitos resultante, com um total de 294 elementos finitos.

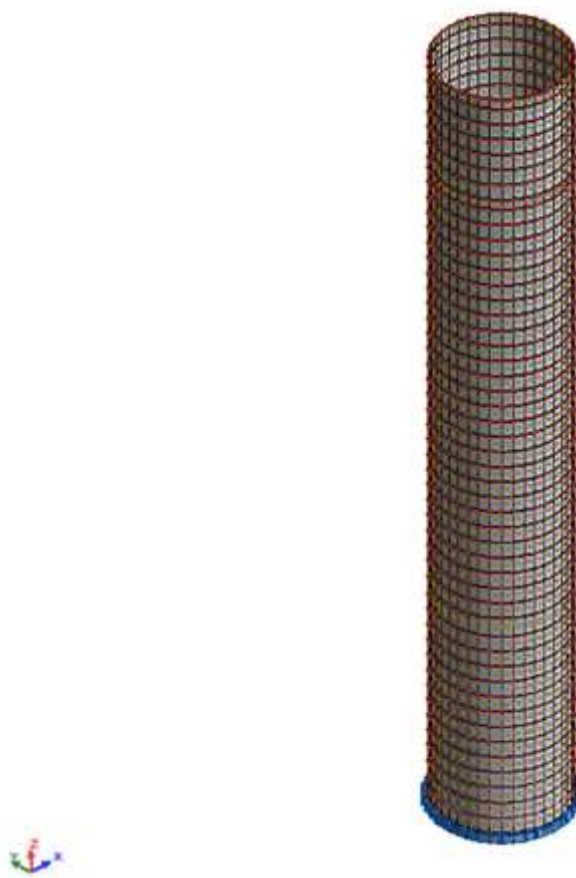


Figura 5.16 – Corpo cilíndrico em estudo com 294 elementos finitos

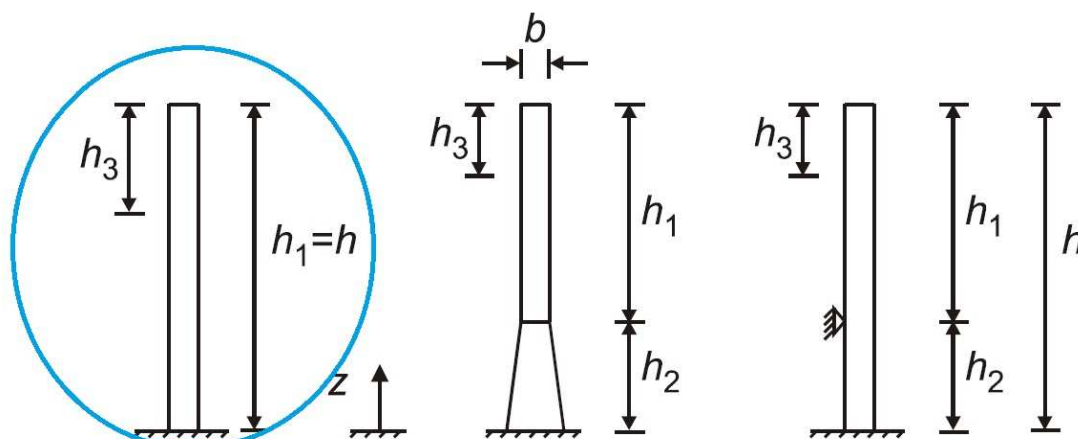
Foi ainda calculada a frequência fundamental da chaminé através da fórmula sugerida pelo Eurocódigo [5.3]:

$$n_1 = \frac{\varepsilon_1 \cdot b}{h_{eff}^2} \sqrt{\frac{w_s}{w_t}} \quad (5.15)$$

em que ε_1 é uma constante (sendo 1000 para chaminés de aço), b é o diâmetro da chaminé no topo [m], h_{eff} é a altura equivalente da chaminé [m]:

$$h_{eff} = h_1 + \frac{h_2}{3} \quad (5.16)$$

h_1 e h_2 são parâmetros ilustrados na Figura 5.17, W_s é o peso dos elementos estruturais que contribuem para a rigidez da chaminé e W_t é o peso total da chaminé.



NOTA: $h_3 = h_1/3$, ver F.4(2).

Figura 5.17 – Ilustração explicativa dos parâmetros h_1 e h_2 [5.3]

Sistematizam-se na Tabela 5.19 os valores da frequência fundamental calculados utilizando as três metodologias referidas.

Tabela 5.19 – Valores da frequência fundamental obtidos através das três vias de cálculo

Meio de Cálculo	Frequência fundamental [Hz]
Valor teórico	3,48
EN 1991-1-4	3,40
Valor obtido através de cálculo automático [5.6]	3,32

Como é possível constatar, a diferença obtida entre o valor obtido através do programa de cálculo e o valor teórico é pequena (da ordem dos 4,6%), tendo-se por isso considerado esta via de análise como credível. O valor obtido através do Eurocódigo também é próximo dos restantes valores.

Foi ainda realizado um outro modelo do corpo cilíndrico cuja malha foi refinada a nível transversal para o dobro (secção transversal dividida em 80 pontos). O resultado obtido foi o mesmo, tendo-se portanto decidido optar pela malha espaçada de 1m longitudinalmente e transversalmente dividida em 40 pontos.

5.6 INTRODUÇÃO DE ANÉIS DE RIGIDEZ NA CHAMINÉ (VERIFICAÇÃO AO ENFUNAMENTO)

Tratando-se a chaminé de uma estrutura metálica constituída por chapas de elevada esbelteza, o estudo da possibilidade de ocorrência do enfundamento dessas mesmas chapas revela-se de enorme importância. De modo a contrariar esse efeito, seria de esperar a necessidade de introdução de nervuras horizontais e/ou verticais na chaminé.

5.6.1 VERIFICAÇÃO AO ENFUNAMENTO DAS CHAPAS DA CHAMINÉ COM NERVURAS DE RIGIDEZ

Para a realização deste estudo, foram seguidas as indicações presentes em apontamentos [5.8] do Prof. José Mota Freitas que por sua vez se baseiam na norma espanhola MV 104 e são aplicáveis a chapas planas. Foram considerados dois casos possíveis:

- Introdução de nervuras horizontais e verticais ao longo da chaminé;
- Introdução apenas de nervuras horizontais.

5.6.1.1 Verificação ao Enfundamento das Chapas da Chaminé com Nervuras Horizontais e Verticais

Uma vez que a verificação ao enfundamento das chapas depende da relação entre o comprimento e largura das mesmas (Figura 5.18), foi inicialmente realizada uma “malha” de nervura de rigidez de acordo com a Figura 5.19. Esta malha está espaçada de 2,0 m para as nervuras horizontais e verticalmente possui 20 nervuras (correspondendo a um espaçamento de sensivelmente 1,272 m).

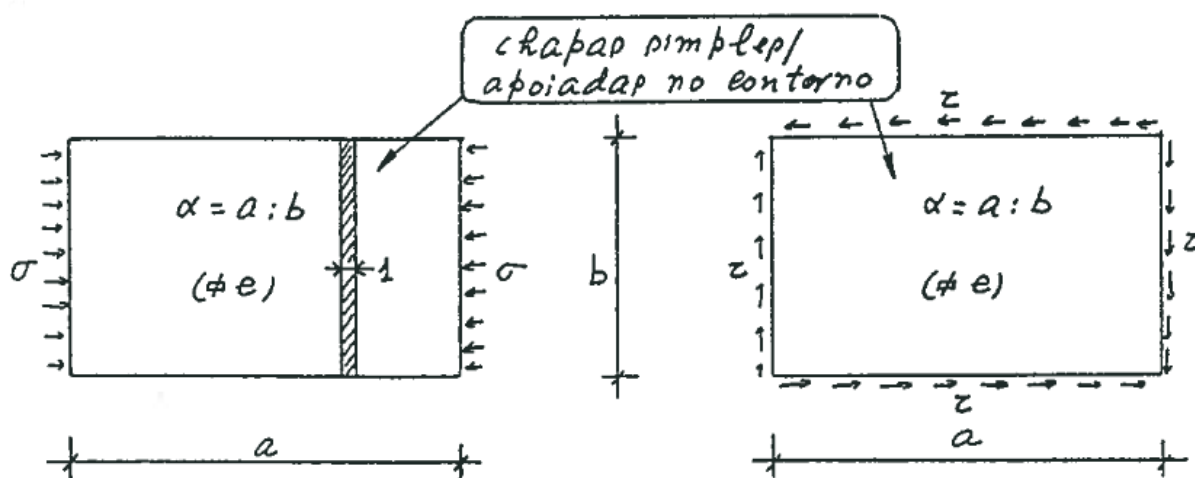


Figura 5.18 – Representação gráfica do coeficiente α

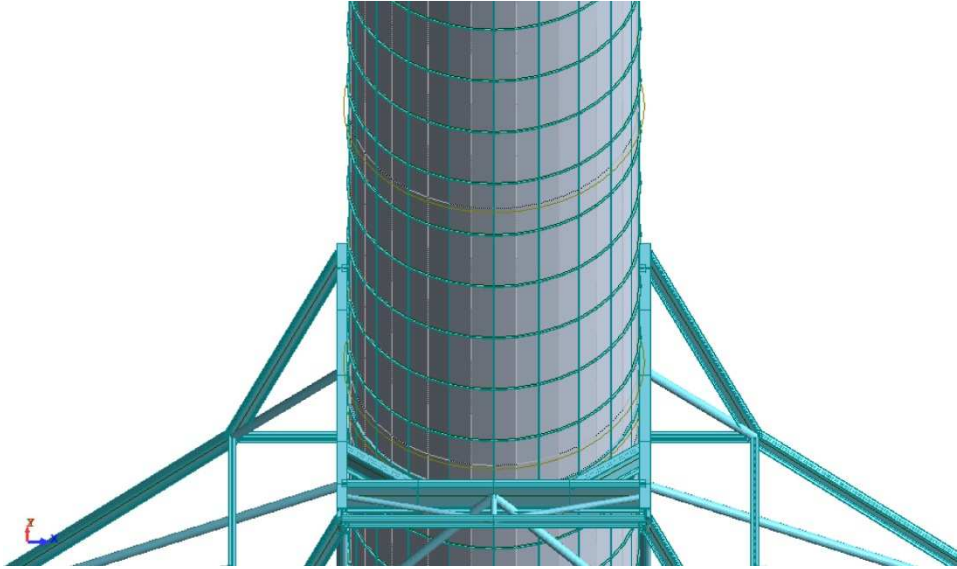


Figura 5.19 – Chaminé metálica com nervuras de rigidez verticais e horizontais

Segundo Mota Freitas [5.8], a instabilidade das chapas ocorre para tensões críticas calculadas por:

$$\sigma_{cx}^0 = k_{\sigma} \cdot \sigma_E \quad (5.17)$$

$$\tau_{cx}^0 = k_{\tau} \cdot \sigma_E \quad (5.18)$$

em que σ_E se refere à tensão crítica de referência de Euler que, para o caso de uma chapa, é calculado através de :

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{e}{b}\right)^2 \quad (5.19)$$

em que ν é o coeficiente de Poisson, E é o módulo de elasticidade do aço e b e e são dimensões da chapa.

Por outro lado, os coeficientes k_{σ} e k_{τ} , para uma situação em que $\alpha < 1$, são calculados a partir das fórmulas:

$$k_{\sigma} = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 \times \frac{2.63}{\psi + 1.1} \quad (5.20)$$

$$k_{\tau} = 5.00 + \frac{6.68}{\alpha^2} \quad (5.21)$$

O coeficiente ψ é calculado através do quociente entre as tensões mínimas e máximas na chapa em estudo (Figura 5.20), sendo no caso estudado de valor sensivelmente igual a 1.

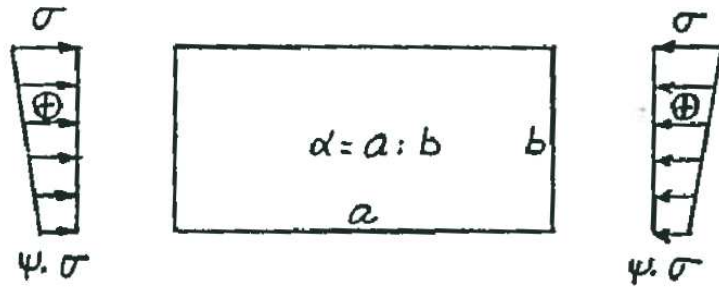


Figura 5.20 – Esquema ilustrativo para explicação do coeficiente ψ

Sendo a tensão de comparação (σ_c) calculada através de:

$$\sigma_c = \sqrt{\sigma'^2 + 3\tau^2} \quad (5.22)$$

Devendo as tensões médias ser calculadas de acordo com a Figura 5.21.

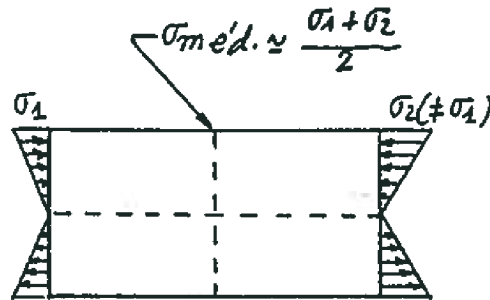


Figura 5.21 – Cálculo da tensão média num painel

Partindo do pressuposto que o painel se encontra num regime elástico, a chamada tensão de comparação crítica ideal ($\sigma_{C,Cr}^i$) é calculada como:

$$\sigma_{C,Cr}^i = \frac{\sigma_E \cdot \sigma_C}{\frac{1+\psi}{4} \cdot \frac{\sigma'}{k_\sigma} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \cdot \frac{\sigma'}{k_\sigma}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{k_\tau}\right)^2}} \quad (5.23)$$

No entanto, a condição:

$$\sigma_{C,Cr}^i \leq \sigma_p = 0.8 \times f_{yd} \quad (5.24)$$

deverá ser cumprida para que efectivamente o painel se encontre em regime elástico.

Por último, a estabilidade da chapa metálica considera-se garantida se for assegurado:

$$\sigma_{C,Cr}^i \geq \sigma_C \quad (5.25)$$

No caso da chaminé estudada, os valores médios de tensão normal e de corte obtidos no caso de carga mais gravoso estão representados na Tabela 5.20.

Tabela 5.20 – Valores de tensão normal e de corte no painel e caso de carga mais gravoso

σ_1	212.18 Mpa	τ_1	0.97 Mpa
σ_2	30.80 Mpa	τ_2	0.35 Mpa
$\sigma_{Médio}$	121.13 Mpa	$\sigma_{Médio}$	0.66 Mpa

Os resultados obtidos neste estudo estão descritos na Tabela 5.21.

Tabela 5.21 – Resultados obtidos para a chaminé com nervuras verticais e horizontais

σ_E	27.58 MPa		
k_σ	6,11		
k_τ	21,51		
a	1,272 m		
b	2,00 m		
α	0,636		
σ_C	121,14 MPa	$\sigma_{C,Cr}^i \geq \sigma_C$, Logo está garantida a estabilidade	
$\sigma_{C,Cr}^i$	168,51 MPa		
σ_p	188,00 MPa	$\sigma_p \geq \sigma_{C,Cr}^i$, Logo o painel encontra-se em regime elástico	

5.6.1.2 Verificação ao Enfunamento das Chapas da Chaminé com Nervuras Horizontais

Tendo em conta a garantia de estabilidade ao enfundamento das chapas metálicas para a situação de existência de nervuras verticais e horizontais, foi estudado um segundo caso em que apenas existiam nervuras horizontais (anéis de rigidez) espaçadas de 2,0 m.

Esta verificação não foi realizada para os mesmos painéis que em 5.6.1.1, mas para os painéis imediatamente superiores. Este facto deve-se à existência de nervuras verticais nas proximidades da ligação entre a chaminé e a câmara de condução de gases, tal como ilustrado na Figura 5.22.

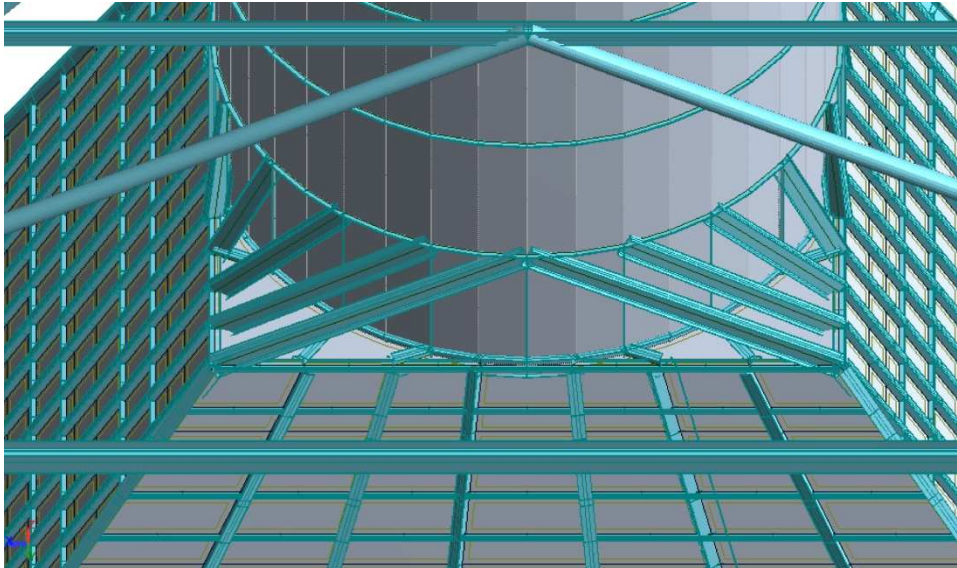


Figura 5.22 – Pormenor explicativo das nervuras verticais existentes na ligação chaminé – câmara de condução de gases

O estudo seguiu os passos descritos em 5.6.1.1, no entanto as equações (5.20) e (5.21) foram substituídas, respectivamente, por:

$$k_{\sigma} = \frac{10.5}{\psi + 1.1} \quad (5.26)$$

$$k_{\tau} = 6.68 + \frac{5.00}{\alpha^2} \quad (5.27)$$

uma vez que $\psi \geq 1$.

Os valores médios de tensão normal e de corte obtidos no caso de carga mais gravoso estão representados na Tabela 5.22.

Tabela 5.22 - Valores de tensão normal e de corte no painel e caso de carga mais gravoso

σ_1	31.77 Mpa	τ_1	0.31 Mpa
σ_2	5.58 Mpa	τ_2	0.30 Mpa
$\sigma_{Médio}$	18.68 Mpa	$\sigma_{Médio}$	0.31 Mpa

Os resultados obtidos para o estudo da possibilidade de enfunamento das chapas metálicas da chaminé possuindo apenas nervuras horizontais espaçadas de 2,0 m estão resumidos na Tabela 5.23.

Tabela 5.23 – Resultados obtidos para a chaminé com nervuras horizontais

σ_E	27,58 MPa		
α	12,65 m		
a	25,29 m		
b	2,00 m		
k_σ	5,00		
k_τ	6,71		
σ_C	18,69 MPa	$\sigma_{C,Cr}^i \geq \sigma_C$, Logo está garantida a estabilidade	
$\sigma_{C,Cr}^i$	151,65 MPa		
σ_p	188,00 MPa	$\sigma_p \geq \sigma_{C,Cr}^i$, Logo o painel encontra-se em regime elástico	

Como é possível concluir, a estabilidade também se encontra garantida para a situação enunciada neste ponto. Por este motivo, esta foi a solução adoptada no projecto.

5.6.2 CÁLCULO DA INÉRCIA DAS NERVURAS DE RIGIDEZ PARA CONTROLO DO ENFUNAMENTO

Para definição da inércia das nervuras de rigidez para controlo do enfunamento foram seguidas as recomendações empíricas presentes em [5.8].

5.6.2.1 Cálculo das Nervuras de Rigidez Verticais

Segundo Mota Freitas [5.8], as dimensões das nervuras de rigidez verticais devem obedecer às duas seguintes condições:

$$I \geq 1.5 \left(\frac{b}{50} \right)^4 (cm^4) \quad (5.28)$$

$$d \leq 15t \quad (5.29)$$

em que I se refere à inércia da secção da nervura e b , d e t são dimensões ilustradas na Figura 5.23.

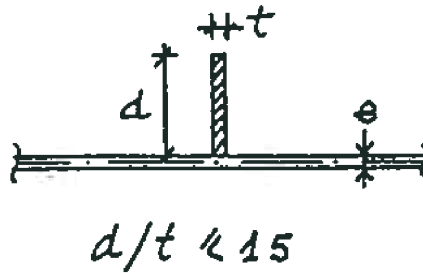


Figura 5.23 – Esquema ilustrativo de uma chapa metálica com nervura vertical [5.8]

O valor do momento de inércia das secções transversais das nervuras é calculado em relação a um eixo contido no plano médio da chapa. Por esse motivo, o seu valor é obtido através de:

$$I = \frac{t}{3} \left(d + \frac{e}{2} \right)^3 - \frac{t}{3} \left(\frac{e}{2} \right)^3 \quad (5.30)$$

Seguindo as condições (5.28 e (5.29), as dimensões das nervuras verticais dimensionadas estão definidas na Tabela 5.24, para um valor de $e_{\text{médio}} = 17\text{mm}$

Tabela 5.24 – Dimensões das nervuras verticais

d	85 mm
t	20 mm
I	544,5242 cm ⁴

5.6.2.2 Cálculo das Nervuras de Rigidez Horizontais

Seguindo também as recomendações presentes em [5.8], a inércia das nervuras horizontais deve ser tal que cumpra (5.29) e:

$$I \geq b \times e^3 (2,4\alpha^2 - 0,13) \quad (5.31)$$

em que $\alpha = 0.984$.

As dimensões definidas para as nervuras horizontais estão descritas na Tabela 5.25, também para um $e_{\text{médio}} = 17\text{mm}$. As dimensões escolhidas são ligeiramente superiores às necessárias de acordo com (5.31) de forma a precaver possíveis problemas de libertação de vórtices através de modos de vibração por ovalização (ver capítulo 7).

Tabela 5.25 – Dimensões das nervuras horizontais

d	30 mm
t	130 mm
I	2484,5938 cm ⁴

5.7 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA CHAMINÉ – RESULTADOS OBTIDOS E ESQUEMA ESTRUTURAL

5.7.1 RESUMO

Com o intuito de realizar um estudo sobre os efeitos dinâmicos induzidos pela acção do vento, foi elaborado o projecto da chaminé metálica em estudo.

Este projecto não é uma análise exaustiva do comportamento estrutural da chaminé em causa, mas sim uma análise estrutural para definição de secções e uma posterior pormenorização das mesmas.

Para cada uma das combinações definidas em 5.3.6, o valor de dimensionamento R_d deverá ser sempre menor ou igual que o valor de dimensionamento resistente R_d :

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (5.32)$$

em que o coeficiente parcial de segurança γ_M pode tomar os valores presentes na Tabela 5.26 [5.4].

Tabela 5.26 – Valores adoptados para os coeficientes parciais de segurança

Coeficiente Parcial de Segurança	Valor adoptado	Enquadramento
γ_{M0}	1,00	Resistência de elementos estruturais ou elementos relacionados com a tensão de cedência f_y , quando não há ocorrência de encurvadura local ou global
γ_{M1}	1,10	Resistência de elementos estruturais ou elementos relacionados com a tensão de cedência f_y , quando há ocorrência de encurvadura local ou global
γ_{M2}	1,25	Resistência de elementos estruturais ou elementos relacionados com o estado de tensão última f_u

Ainda segundo o EN 1993-3-2 [5.4], documento específico para chaminés, deverão ser realizadas as seguintes verificações ao estado limite último:

- Equilíbrio estático;
- Resistência dos elementos estruturais;

- Estabilidade global;
- Encurvadura local dos elementos;
- Fadiga;
- Ligações estruturais.

De entre os pontos referidos, apenas não é feita referência ao último uma vez que o objectivo do presente trabalho passa por uma compreensão do funcionamento da estrutura enunciada e respectivo dimensionamento de um TMD e não pela realização de um projecto pormenorizado de uma chaminé metálica. O mesmo aconteceu com a análise à acção sísmica, a qual não foi realizada pelo mesmo motivo embora seja referido em [5.1], [5.9] que esta não é normalmente significativa para chaminés em aço.

O ponto referente à fadiga devido a possíveis efeitos de libertação de vórtices é tratado no capítulo 7.

5.7.2 RESULTADOS OBTIDOS

5.7.2.1 Análise de Elementos de barra/ viga

Através da análise estrutural da chaminé metálica foi possível concluir que tanto as nervuras verticais como as barras existentes na base da chaminé (ver Figura 5.24) sofriam tensões inadmissíveis devido à variação de temperatura existente entre a parte cilíndrica da chaminé e a câmara de condução de gases.

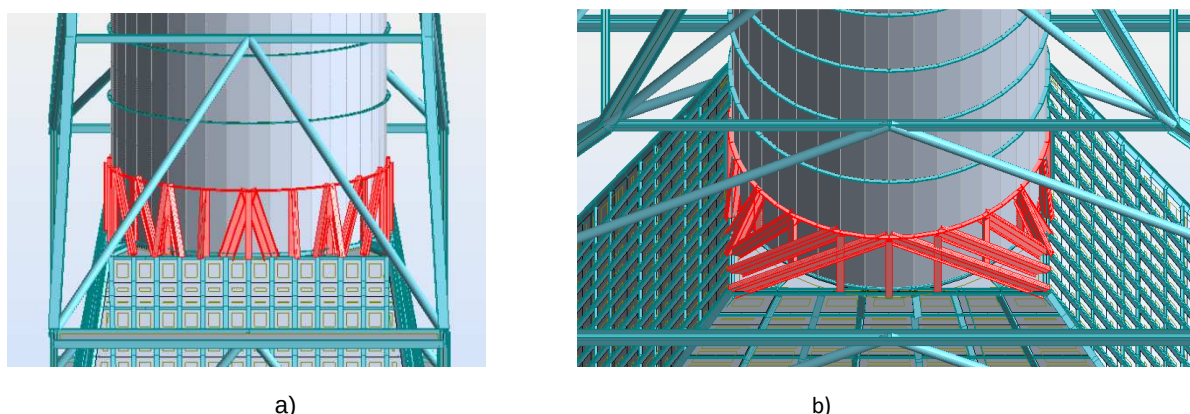


Figura 5.24 – Barras existentes na ligação chaminé – câmara de condução de gases com tensões muito elevadas (a) vista frontal; b) vista lateral)

Por esse motivo, foi decidido introduzir ligações ovalizadas nos pontos de união destas barras para assim permitir alguma liberdade de movimento às mesmas. Deste modo, as tensões desciriam para valores razoáveis, uma vez que as barras se encontravam esforçadas essencialmente devido ao efeito da temperatura.

Para cálculo dos elementos de barra/ viga foram realizadas as verificações presentes no EN 1993-1-1 [5.10], tendo sido calculado um coeficiente de eficácia descrito como a razão entre o valor de solicitação presente no elemento e o valor resistido:

$$\text{coeficiente eficácia} = \frac{R_{Ed}}{R_{Sd}} \quad (5.33)$$

Os resultados obtidos para as diversas combinações para os elementos barra/ viga mais esforçados, através do software Robot 2011 [5.6], foram os descritos na Tabela 5.27.

Tabela 5.27 – Resultados obtidos para as barras/ vigas mais esforçadas

Combinação	Coeficiente de eficácia	Barra/ Viga	Perfil
1	0,47	10350	IPE 360
2	0,31	10344	IPE 360
3	0,95	10350	IPE 360
4	0,60	10344	IPE 360
5	0,46	10350	IPE 360
6	0,31	10344	IPE 360

5.7.2.2 Ligações Ovalizadas

As ligações ovalizadas permitem algum movimento dos elementos que as contêm. No caso concreto das barras sujeitas a elevadas temperaturas, o facto de possuir ligações deste tipo, vai permitir à barra expandir o suficiente para que as tensões desçam para valores admissíveis para o tipo de aço utilizado. Na Figura 5.25 está ilustrado um exemplo de um furo ovalizado numa chapa metálica.

Uma vez que o objectivo do presente trabalho não passa por uma pormenorização completa do dimensionamento da estrutura da chaminé metálica, estas ligações não foram dimensionadas.

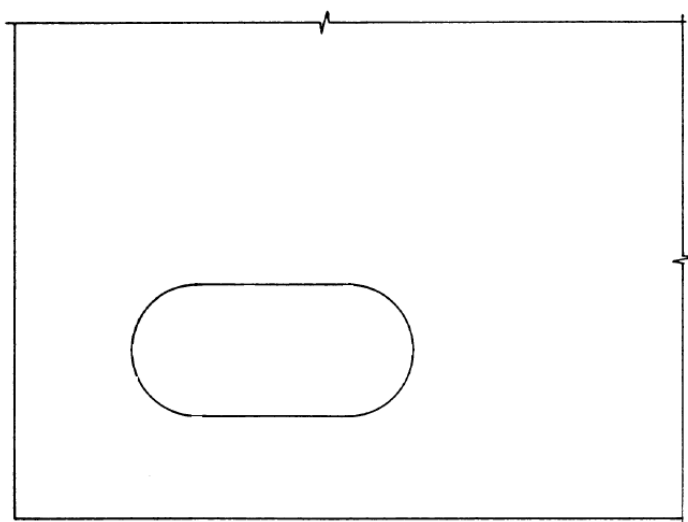


Figura 5.25 – Exemplo de uma chapa metálica com um furo ovalizado na qual seria ligado um perfil metálico [5.11]

5.7.2.3 Análise de Elementos de Casca

Ao realizar uma análise aos elementos de casca através do programa de cálculo automático Robot 2011 [5.6], verificou-se que os elementos mais esforçados são, como seria de esperar, os de ligação entre a chaminé e a câmara de condução de gases. Por esse motivo, foi decidido introduzir elementos de viga que circundam essa ligação.

Os valores máximos de tensão foram calculados segundo o critério de Von Mises. Este critério é dado por [5.6]:

$$\sigma_{Mises} = \sqrt{\frac{1}{2}[(s_{XX} - s_{YY})^2 + s_{XX}^2 + s_{YY}^2] + 3 \times s_{XY}^2} \quad (5.34)$$

em que s_{XX} , s_{YY} e s_{XY} referem-se, respectivamente, à tensão segundo X, segundo Y e à tensão tangencial.

Os resultados obtidos para as 6 combinações em análise estão descritos na Tabela 5.28.

Tabela 5.28 – Resultados obtidos para as chapas metálicas

Combinação	Tensão máxima segundo o critério de Von Mises [MPa]
1	97,33
2	71,86
3	189,77
4	136,06
5	94,91
6	70,43

5.7.2.4 Análise da Estrutura à Encurvadura

Embora o problema da encurvadura em elementos cilíndricos de paredes finas seja possível de ser tratado a nível teórico, relevantes imprecisões surgem devido à presença de imperfeições geométricas e devido à difícil quantificação exacta dos elementos de ligação da chaminé ao exterior [5.12].

Para além desse facto, segundo o EN 1993-1-6 é ser necessário realizar uma verificação à encurvadura circunferencial da chaminé uma vez que a equação [5.13]:

$$\frac{r}{t} \leq 0,21 \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}} \quad (5.35)$$

(em que r é o raio médio da chapa metálica, t é a espessura da chapa, E é o módulo de elasticidade e f_{yk} é a tensão de cedência característica do aço) não é satisfeita.

Por esse motivo foi realizada uma análise à encurvadura da estrutura através do programa de elementos finitos [5.6], na qual foi calculado o factor (α_{cr}) pelo qual as acções de cálculo teriam de ser multiplicadas de forma a provocar instabilidade, a nível global, na estrutura. Foram ainda introduzidas, a nível local, imperfeições geométricas nos perfis de acordo com o EN1993-1-1 [5.10]. Assim, o valor de α_{cr} é obtido através da razão [5.10]:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \quad (5.36)$$

em que F_{cr} é o valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global da estrutura e F_{Ed} é o valor do carregamento da estrutura.

Os resultados obtidos para o primeiro modo de encurvadura estão descritos na Tabela 5.29. Na Figura 5.26 está ilustrado esse mesmo modo.

Tabela 5.29 – Valores de α_{cr} obtidos para o 1º modo de encurvadura

Combinação	α_{cr}
1	7,554e+000
2	6,949e+000
3	4,667e+000
4	5,552e+000
5	7,784e+000
6	7,439e+000

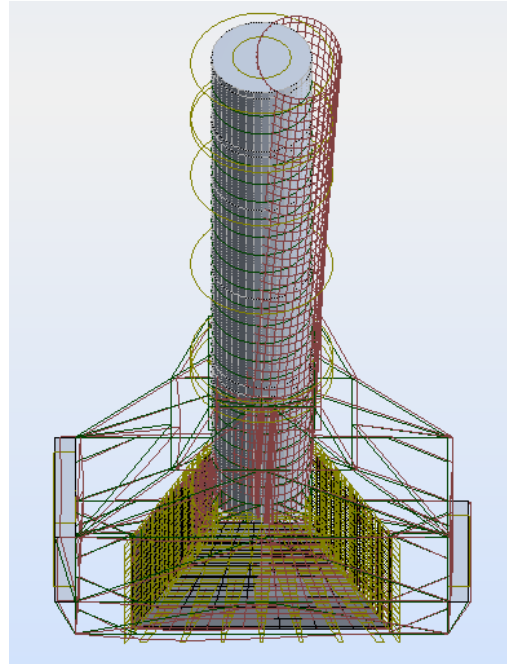


Figura 5.26 – 1º modo de deformação por encurvadura da combinação 3

Com o objectivo de verificar, simplificadamente, a segurança a possíveis efeitos de segunda ordem associados a deslocamentos laterais, foi utilizado um factor de majoração para as cargas laterais. Este factor é calculado através da seguinte expressão [5.10]:

$$C_{\alpha_{Cr}} = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{Cr}}} \quad (5.37)$$

Deste modo, os valores de α_{Cr} obtidos para o primeiro modo de encurvadura para as seis combinações são os obtidos na Tabela 5.30.

Tabela 5.30 - Valores de α_{Cr} obtidos para o 1º modo de encurvadura com majoração das cargas laterais através do coeficiente $C_{\alpha_{Cr}}$

Combinação	α_{Cr}
1	6,677e+000
2	6,639e+000
3	3,920e+000
4	5,018e+000
5	6,856e+000
6	7,071e+000

Como é possível observar, o valor de α_{cr} na situação mais gravosa (combinação 3) continua relativamente elevado, estando, por isso, a estrutura salvaguardada a possíveis instabilidades por encurvadura.

5.7.3 ESQUEMA ESTRUTURAL

Uma vez calculada a estrutura, de seguida são apresentados os desenhos de execução para cada componente da chaminé metálica.

5.7.3.1 Chaminé

A chaminé é constituída por chapas metálicas com variação de espessuras discretas tal como descrito na Tabela 5.31. Em relação ao projecto original (descrito na Tabela 5.1), a única alteração realizada foi no painel imediatamente superior à câmara de condução (alteração de 25 para 50mm). Esta decisão foi tomada devido aos focos de tensão elevada que se desenvolviam com a configuração anterior.

Tabela 5.31 – Espessuras finais das chapas metálicas da chaminé

Cota [m]	Espessura [mm]
31,5 (ligação câmara de condução – chaminé)	50
31,5 – 33,5	50
33,5 – 46,7	25
46,7 – 56,7	15
56,7 – 66,7	12
66,7 – 73,35	10
73,35 – 80	8

Este elemento possui também anéis de rigidez, de dimensões definidas na Tabela 5.25, espaçados, em média, de 2.0m de acordo com o ilustrado pela Figura 5.27, e nervuras de rigidez verticais materializadas em perfis IPE 400 (uma vez que as nervuras definidas na Tabela 5.24 não asseguravam um comportamento estático satisfatório) e colocadas ao longo do perímetro da chaminé com espaçamentos de 1.272m, tais como ilustrado na Figura 5.28.

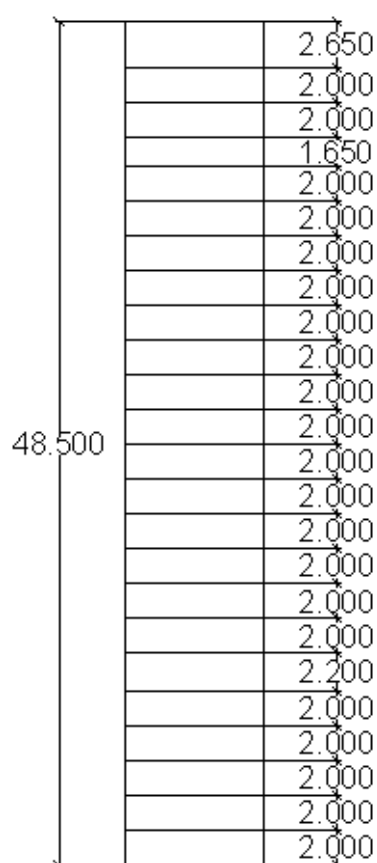


Figura 5.27 – Esquema da disposição dos anéis de rigidez

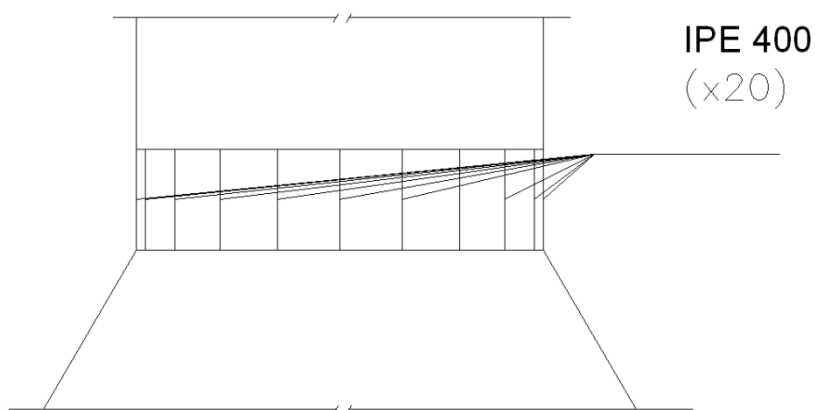


Figura 5.28 – Esquema da disposição das nervuras verticais

Posteriormente, e em fase de análise das vibrações induzidas pela acção do vento na chaminé, foram testadas diferentes secções para os anéis de rigidez (ver capítulo 6).

5.7.3.2 Câmara de Condução de Gases

A câmara de condução de gases é constituída por chapas de 50mm e por nervuras materializadas por perfis metálicos. Estes perfis estão descritos nas Figura 5.29 e Figura 5.30.

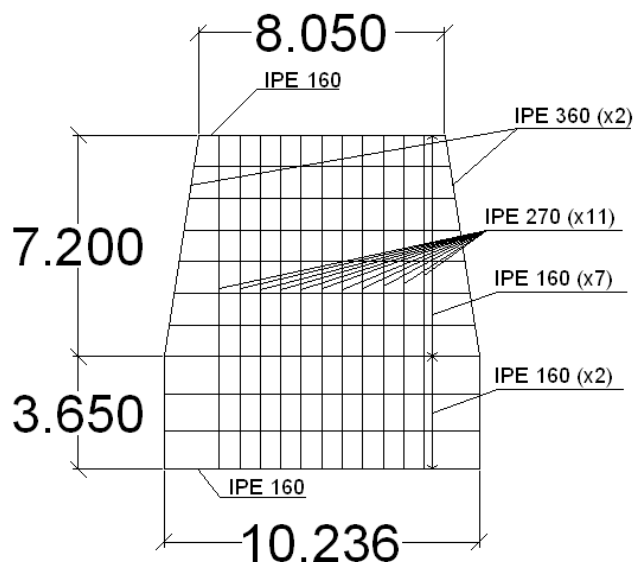


Figura 5.29 – Desenho de um alçado da câmara de condução de gases (vista segundo X)

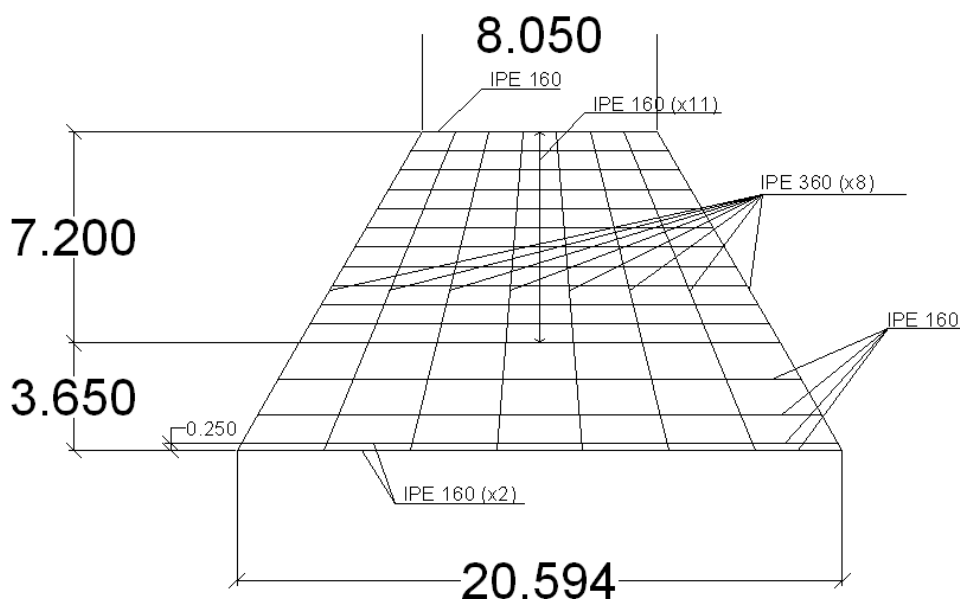


Figura 5.30 - Desenho de um alçado da câmara de condução de gases (vista segundo Y)

5.7.3.3 Elementos da Ligação Chaminé/Câmara de Condução de Gases

Uma vez que a ligação da chaminé com a câmara de condução de gases é uma zona crítica de alteração de geometria, foi tida uma especial atenção no seu dimensionamento. Assim, para além da colocação de um perfil metálico que circunda todo o perímetro na zona de contacto entre os dois elementos (Figura 5.31), foram também adicionados elementos de barra para assim conferir uma maior rigidez à

flexão da chaminé (Figura 5.32) e perfis metálicos no topo da câmara (Figura 5.33) de modo a diminuir as rotações da chaminé (com o consequente aumento da frequência do modo fundamental de flexão da mesma).

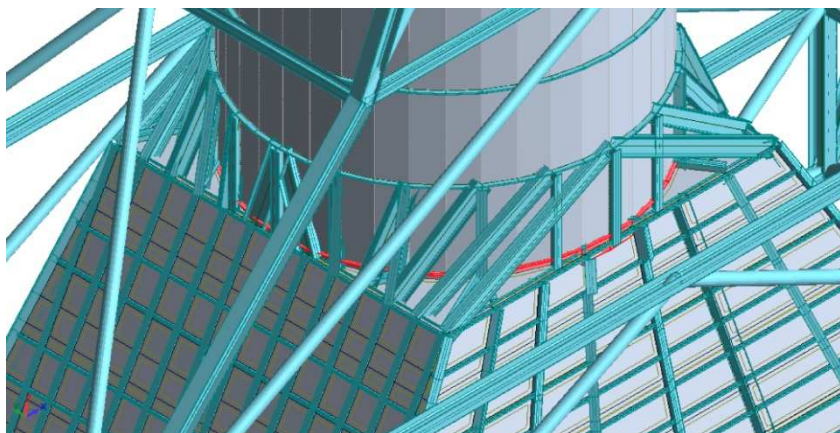


Figura 5.31 – Elementos de viga (constituídos por perfis IPE300) na zona de contacto chaminé/câmara de condução de gases (elementos a vermelho)

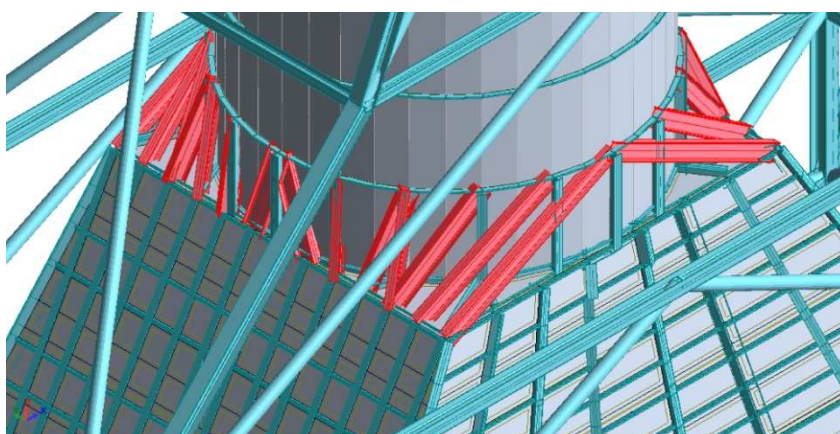


Figura 5.32 – Perfis metálicos introduzidos com o objectivo de conferir maior rigidez à flexão da chaminé (elementos a vermelho)

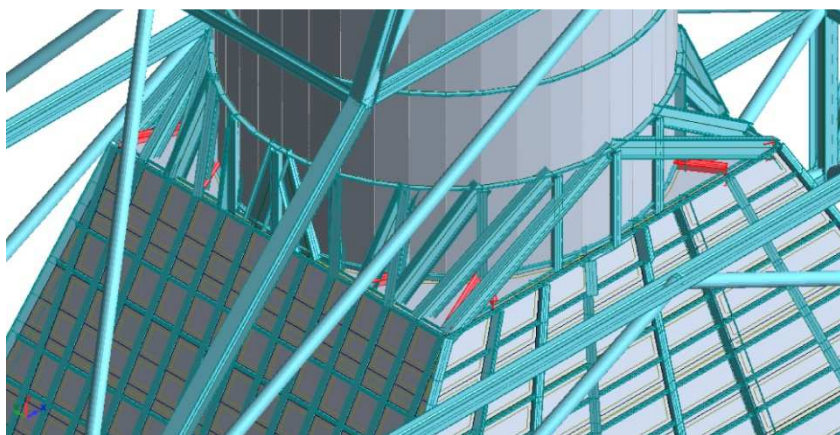


Figura 5.33 – Perfis metálicos no topo da câmara

Nas Figura 5.34 e Figura 5.35 estão esquematizados os perfis metálicos que compõem os três tipos de elementos de ligação enunciados anteriormente.

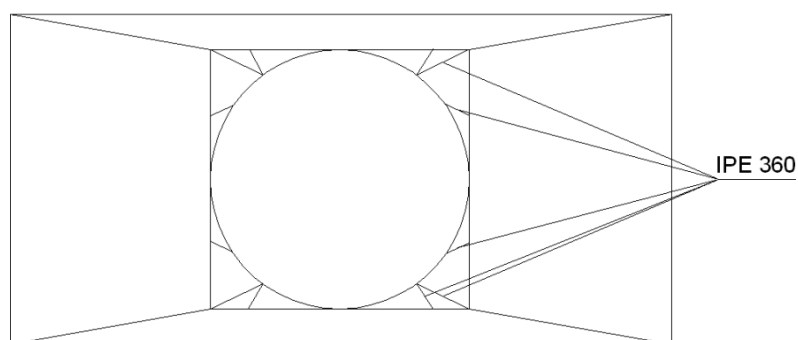


Figura 5.34 - Elementos de viga na zona de contacto chaminé/câmara de condução de gases

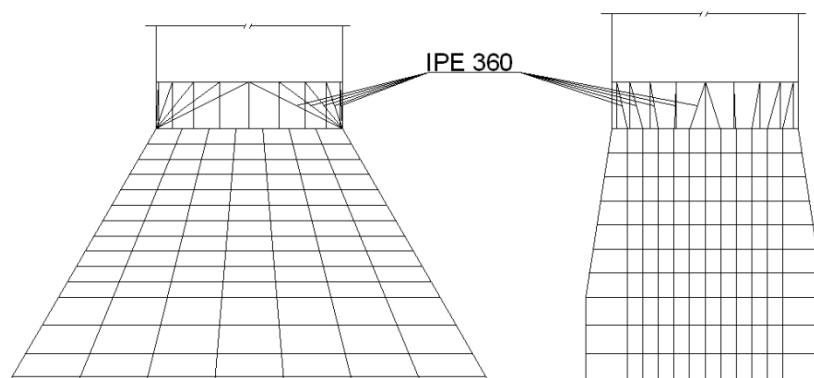


Figura 5.35 - Perfis metálicos introduzidos com o objectivo de introduzir maior rigidez à flexão da chaminé

5.7.3.4 Estrutura de Travamento Exterior

A estrutura de travamento exterior foi dimensionada tendo como base o esquema presente no caderno de encargos (Figura 5.5). Na Figura 5.36 é representado o esquema estrutural e os tipos de perfis adoptados que não constam da Figura 5.5.

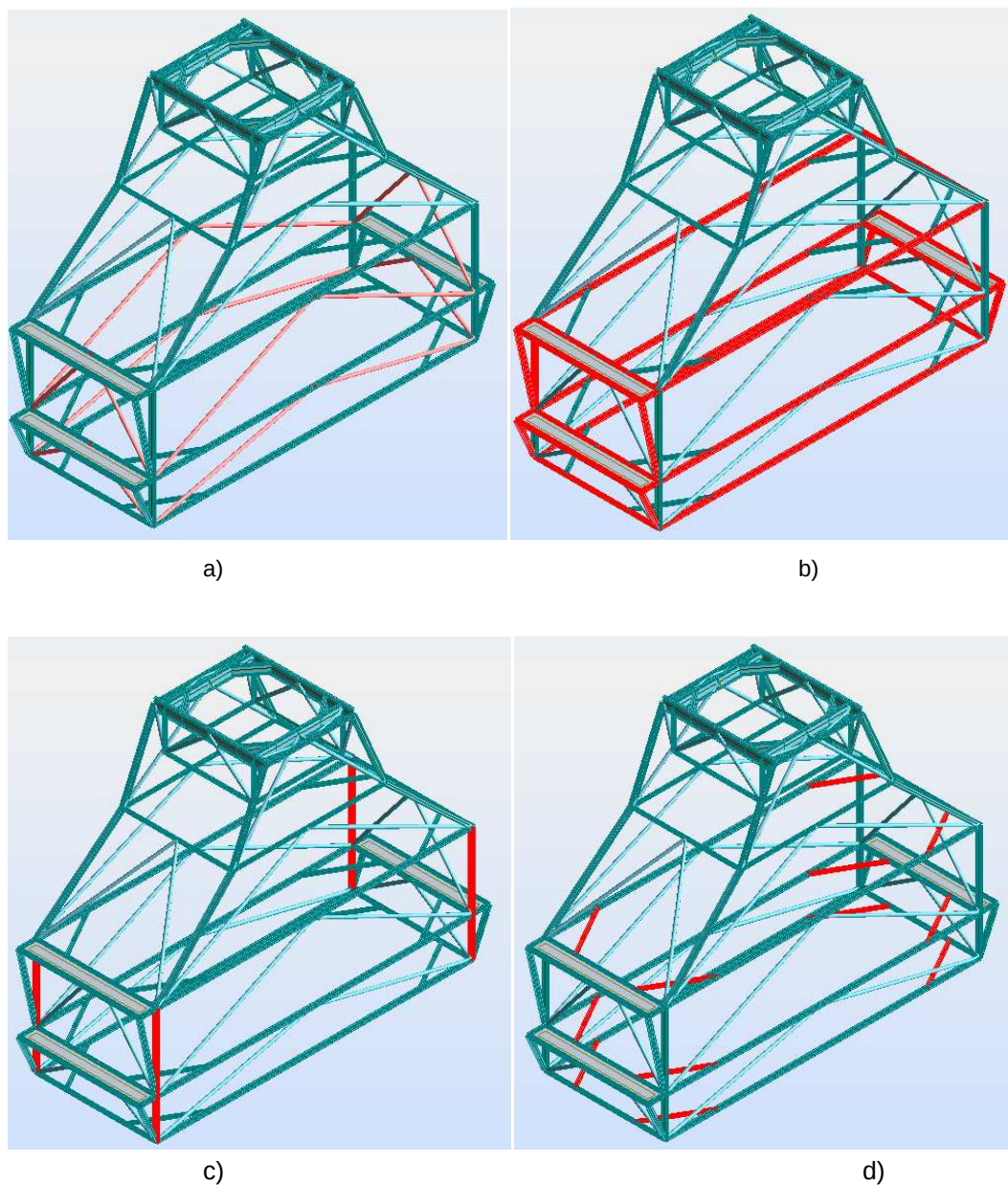


Figura 5.36 - Estrutura de travamento exterior: a) perfis assinalados correspondem a B 273*8.8; b) perfis assinalados correspondem a HEA 300; c) perfis assinalados correspondem a HEB 400; d) perfis assinalados correspondem a HEB 220

Na Figura 5.37 é apresentada uma perspectiva do modelo numérico final.

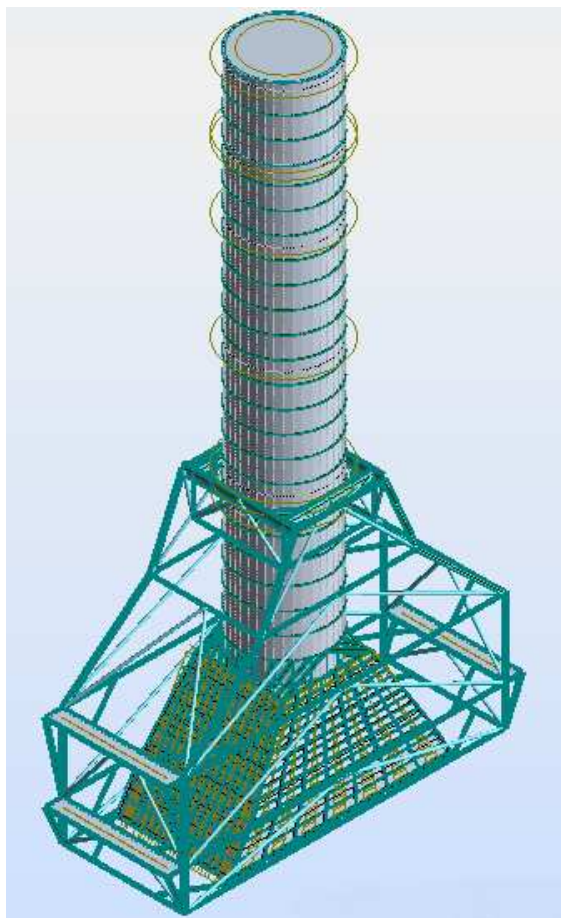


Figura 5.37 – Perspectiva do modelo numérico final

6

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO
DINÂMICO DA ESTRUTURA

6.1. INTRODUÇÃO

Partindo do modelo numérico descrito no Capítulo 5, foi possível avaliar as características dinâmicas da chaminé metálica. Esta avaliação foi realizada utilizando o programa de cálculo automático Robot [6.1].

Para além deste, foi criado mais um modelo no qual se alterou a inércia dos anéis de rigidez. Este modelo foi criado com o objectivo de melhor compreender a variação do comportamento dinâmico de estruturas deste tipo com a inércia dos anéis de rigidez.

6.1.1. DEFINIÇÃO DOS DOIS MODELOS ESTUDADOS

De modo a estudar o funcionamento da chaminé metálica em função dos anéis de rigidez introduzidos, foram realizados dois modelos numéricos diferentes:

- Modelo A – anéis de rigidez de acordo com o descrito em 5.6.2.2. (com a menor inércia dos dois modelos);
- Modelo B – anéis de rigidez com inércia mais elevada dos dois modelos.

A definição das inércias dos anéis de rigidez regeu-se por:

- Modelo A – primeiro modo de deformação (para cada direcção) é de flexão e o modo de ovalização é tal que a estrutura não sofre problemas de “vortex shedding” por ovalização (ver capítulo 7) ;
- Modelo B – não existem modos de deformação por ovalização dentro da gama de frequências estudada (até aos 5Hz).

As inércias dos anéis de rigidez de cada modelo estão descritas na Tabela 6.1 e foram calculadas em relação ao eixo de rotação da chaminé, para uma espessura de chapa média de 17mm.

Tabela 6.1– Descrição da inércia dos diferentes anéis de rigidez

Modelo	a [mm]	b [mm]	Inércia [cm ⁴]
A	30	130	6,499E6
B	50	200	1,695E7

6.1.2. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DA ESTRUTURA

Partindo dos modelos de elementos finitos realizados, foram calculadas os valores das frequências da estrutura até um valor máximo de 5Hz. Na Tabela 6.2 são apresentadas as frequências e as respectivas configurações modais para os três modelos. Na Figura 6.1 são ilustrados os primeiros modos de flexão e ovalização de cada modelo.

Tabela 6.2 – Frequências naturais e respectivas configurações modais da estrutura para os diferentes modelos

Modo de Vibração	Modelo A		Modelo B	
	Frequência (Hz)	Configuração Modal (Direcção)	Frequência (Hz)	Configuração Modal (Direcção)
1	1,808	1º Modo Flexão (X)	1,649	1º Modo Flexão (X)
2	1,959	1º Modo Flexão (Y)	1,722	1º Modo Flexão (Y)
3	2,145	1º Modo Estrutura Travamento	2,145	1º Modo Estrutura Travamento
4	2,219	2º Modo Estrutura Travamento	2,219	2º Modo Estrutura Travamento
5	3,340	3º Modo Estrutura Travamento	3,340	3º Modo Estrutura Travamento
6	3,467	1º Modo Ovalização	4,082	1º Modo Câmara Passagem Gases
7	3,524	2º Modo Ovalização	4,132	2º Modo Câmara Passagem Gases
8	4,077	1º Modo Câmara Passagem Gases	4,285	4º Modo Estrutura Travamento
9	4,130	2º Modo Câmara Passagem Gases	4,405	3º Modo Câmara Passagem Gases
10	4,284	4º Modo Estrutura Travamento	4,424	4º Modo Câmara Passagem Gases
11	4,404	3º Modo Câmara Passagem Gases	4,536	5º Modo Estrutura Travamento
12	4,424	4º Modo Câmara Passagem Gases	4,599	6º Modo Estrutura Travamento
13	4,534	4º Modo Estrutura Travamento	4,661	7º Modo Estrutura Travamento
14	4,599	5º Modo Estrutura Travamento	4,933	8º Modo Estrutura Travamento
15	4,661	6º Modo Estrutura Travamento	5,025	9º Modo Estrutura Travamento

16	4,933	7º Modo Estrutura Travamento	-	-
17	5,001	3º Modo Ovalização	-	-

Como é possível constatar através da Figura 6.1 a), nos modos de deformação por flexão de ambos os modelos, a estrutura não sofre qualquer ovalização da sua secção.

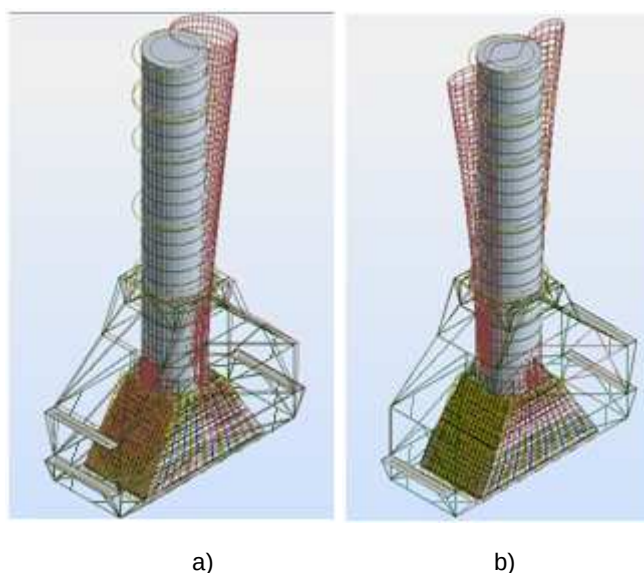


Figura 6.1 – a) 1º modo de deformação do modelo A e B (as configurações do modo são semelhantes); b) 6º modo de deformação do modelo A (1º de ovalização)

Encerra também alguma importância referir que, na tentativa de elevar a frequência dos modos de ovalização tanto do modelo A como do modelo B, o aumento da inércia das nervuras de rigidez (e subsequente aumento das dimensões das mesmas) levou a uma diminuição das frequências fundamentais desses modelos. Este facto é explicado pelo aumento da massa da chaminé (devido aos anéis de maior dimensão) que não é acompanhado por um aumento, na mesma proporção, da rigidez desse mesmo elemento.

De forma a realçar a importância dos anéis de rigidez, foram calculados, a título de exemplo, os primeiros modos de flexão e ovalização de um terceiro modelo com nervuras de dimensões bastante mais reduzidas (20×80mm). Na Figura 6.2 são representados esses mesmos modos.

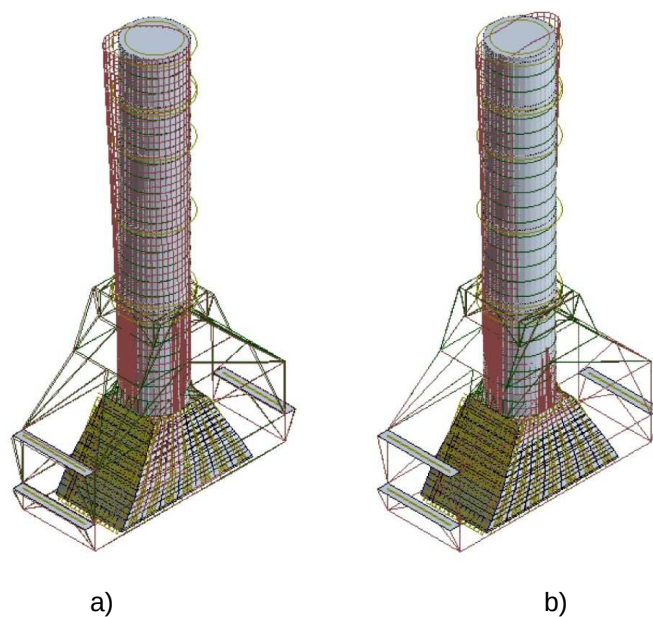


Figura 6.2 – Modos fundamentais de um modelo com anéis de rigidez de inércia muito reduzida: a) 1º modo de flexão; b) 1º modo de ovalização

Como é possível observar, inclusive o modo de flexão sofre alguma ovalização da sua secção. Este fenómeno é muito prejudicial para a estrutura metálica uma vez que surgem acelerações muito elevadas no seu topo tanto devido ao modo de vibração por flexão como de ovalização. Para além disso, o facto de existir um modo de ovalização com responsabilidade nas acelerações geradas, traduz-se, em muitos casos, em acelerações elevadas também na direcção transversal à actuação do vento.

7

ANÁLISE QUASI-ESTACIONÁRIA DOS EFEITOS DE RAJADA SOBRE A CHAMINÉ

7.1 INTRODUÇÃO

Com o intuito de reproduzir de um modo mais preciso o comportamento da chaminé metálica sob a acção do vento, nomeadamente sob o efeito de rajada, foram geradas, de modo artificial, amostras de séries temporais de velocidade de vento. Partindo destas, foi analisada a resposta da chaminé a estas mesmas séries temporais de velocidade de vento.

No presente capítulo é também realizada uma análise da possibilidade de ocorrência de efeitos de libertação de vórtices, tanto para a estrutura sem e com TMD.

Por último, um TMD é estudado e dimensionada para a estrutura.

7.2 GERAÇÃO ARTIFICIAL DE SÉRIES TEMPORAIS DE VELOCIDADES DE VENTO

Para a geração artificial de séries temporais de velocidades de ventos foi seguido o método de sobreposição de harmónicos proposto por Deodatis, descrito por Bastos em [7.1] (implementado automaticamente em MATLAB [7.2]).

Para o estudo da chaminé metálica, foram gerados 10 lotes de séries temporais por direcção (num total de 20 séries criadas artificialmente). Para a direcção X foram gerados 31 pontos, enquanto para a direcção Y foram gerados 33 pontos. A localização destes pontos encontra-se ilustrada na Figura 7.1.

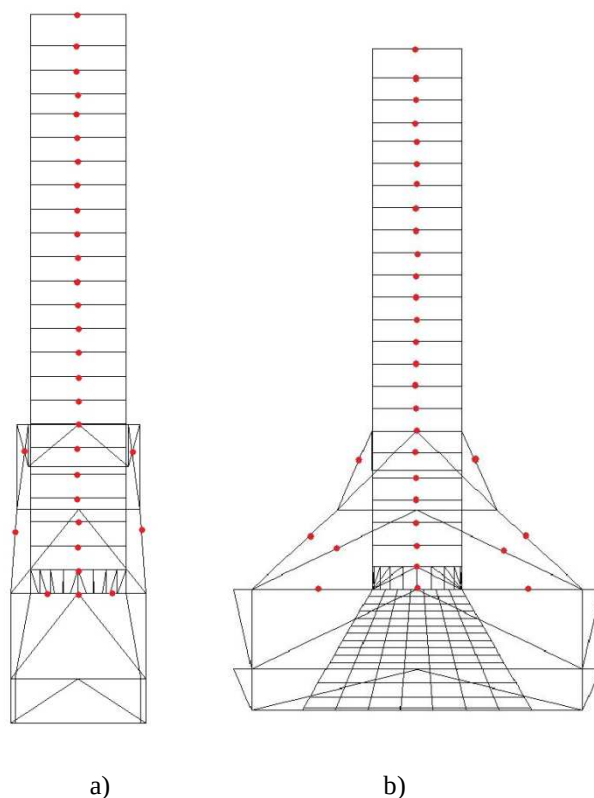


Figura 7.1 – Localização dos pontos para os quais foram geradas séries temporais de velocidades do vento:
a)segundo direcção X e b) Y

As séries temporais foram geradas seguindo a função densidade espectral de potência de Von Karman (ver Capítulo 3) e correspondem a um intervalo de 819,2 segundos com uma frequência de amostragem de 10Hz (correspondendo a intervalos de $\Delta t = 0,1s$). Deste modo, cada série resulta assim da sobreposição de 2048 harmónicos, varrendo a gama de frequências estudada (de 0 a 5Hz) com uma resolução de $\Delta n = 5 / 2048 = 0,002441Hz$.

As condições para a geração das séries temporais seguiram as definições dadas pelo EN 1991-1-4 [7.3], nomeadamente no cálculo da escala de turbulência através da seguinte expressão:

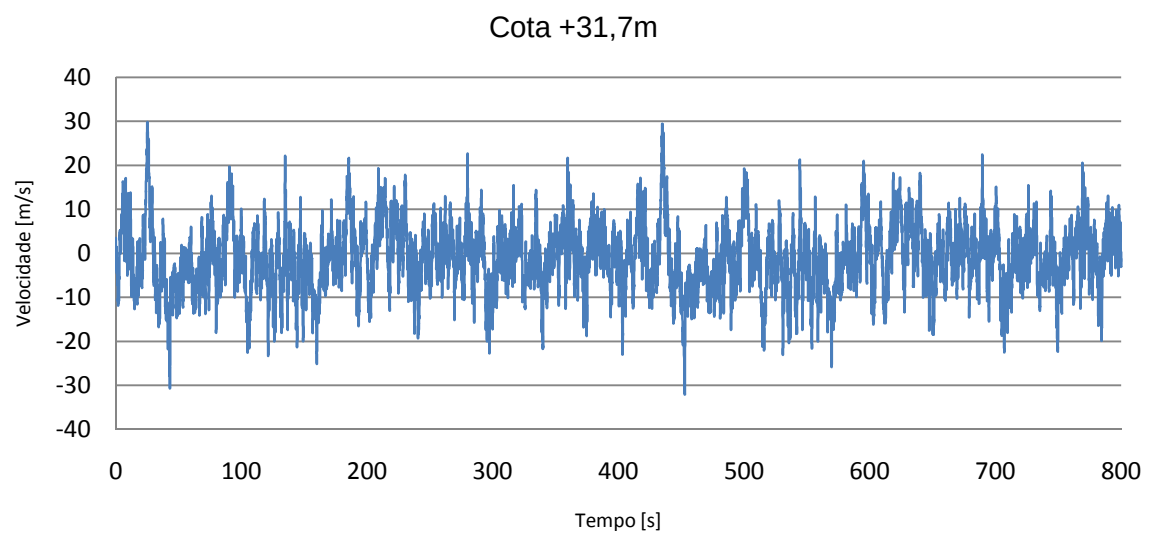
$$L(z) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t}\right)^\alpha \quad \text{para } z \geq z_{\min} \quad (7.1)$$

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

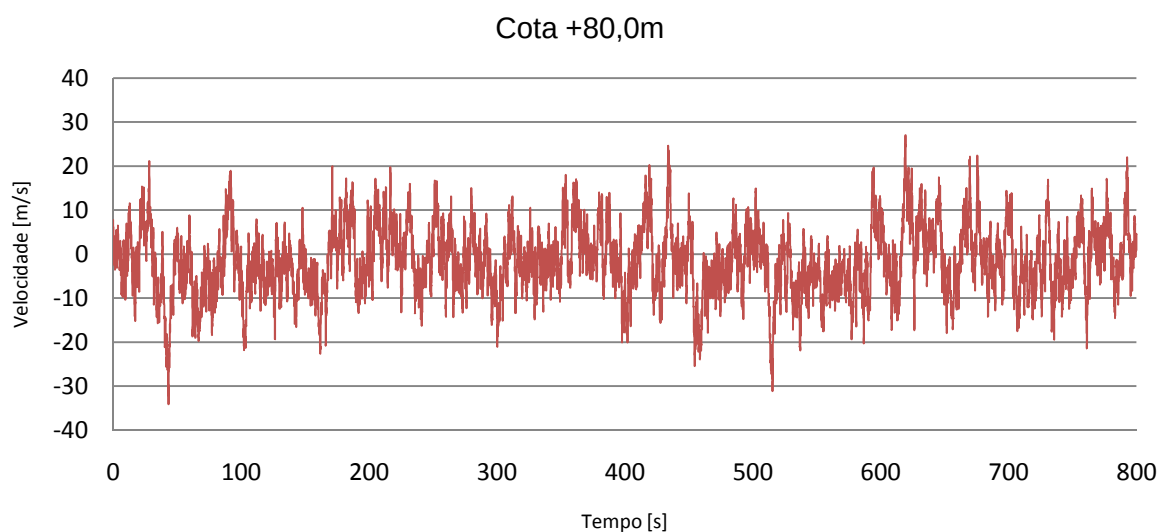
com uma altura de referência $z_t = 200m$, uma escala de referência $L_t = 300m$ e com $\alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0)$, em que z_0 está descrito na Tabela 5.3.

O desvio-padrão foi também calculado segundo o Eurocódigo [7.3] de acordo com a equação (5.6). As constantes de decaimento, também definidas em [7.3], possuem os valores de 0, 11,5 e 11,5 para, respectivamente c_x , c_y e c_z .

Na Figura 7.2 estão representadas 2 séries temporais das flutuações longitudinais da velocidade do vento para as cotas +31,7m e +80,0m (correspondentes à base e topo da estrutura cilíndrica da chaminé).



a)



b)

Figura 7.2 – Séries temporais das flutuações longitudinais da velocidade do vento nos pontos à cota +31,7 m (a) e +80,0 m (b)

A opção de utilização de lotes de 10 séries temporais para cada direcção seguiu os trabalhos desenvolvidos por Bastos [7.1], onde se afirma que, para avaliar a evolução característica de uma determinada variável (como o deslocamento ou aceleração), uma dezena de simulações é suficiente (ver Figura 7.3).

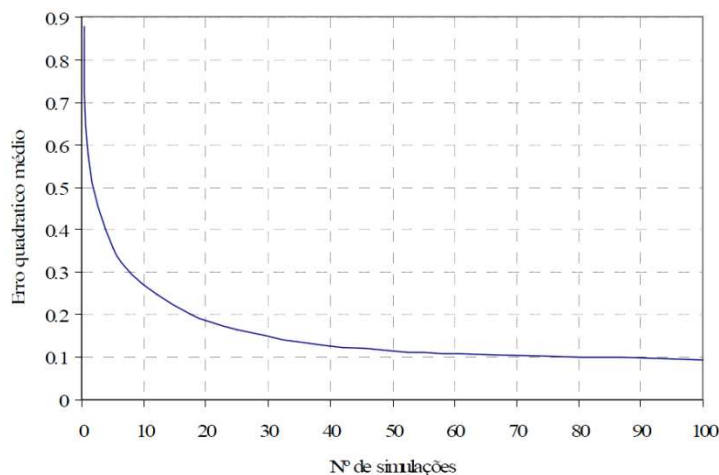


Figura 7.3 – Erro quadrático médio em função do número de simulações realizadas [7.1]

7.3 CÁLCULO DE SÉRIES TEMPORAIS DE FORÇAS AERODINÂMICAS

Partindo das séries temporais de flutuação das velocidades longitudinais do vento, surge a necessidade de calcular forças correspondentes de forma a ser possível simular a acção dinâmica do vento nos 2 modelos estudados.

7.3.1. CÁLCULO DA PARCELA CORRESPONDENTE À ACÇÃO DINÂMICA DO VENTO

Para cálculo da parcela correspondente à acção dinâmica do vento torna-se necessário recorrer à expressão (2.10), deduzida anteriormente:

$$F(t, z) = \frac{1}{2} \cdot \rho_{ar} \cdot \bar{U}^2(z) \cdot c_f(z) \cdot A + \rho_{ar} \cdot c_f(z) \cdot A \bar{U}(z) \cdot u(z, t) - \rho_{ar} \cdot c_f(z) \cdot A \bar{U}(z) \cdot \dot{q}(z) \quad (7.2)$$

Tal como é afirmado em 2.4.3.2, esta expressão compreende 3 parcelas que representam, respectivamente, a componente média da força aerodinâmica (devido à velocidade média), a componente turbulenta da força aerodinâmica (devido às flutuações da velocidade longitudinal do vento) e a componente devido à oscilação da estrutura.

Partindo da parcela referente à componente turbulenta da força aerodinâmica, foram calculadas as forças a introduzir nos modelos a estudar. Estas forças foram multiplicadas por um “filtro” do tipo da Figura 7.4 de forma a suavizar o início e término das séries temporais, garantindo assim um estudo para um tempo de actuação de 10 minutos de acordo com o Eurocódigo.

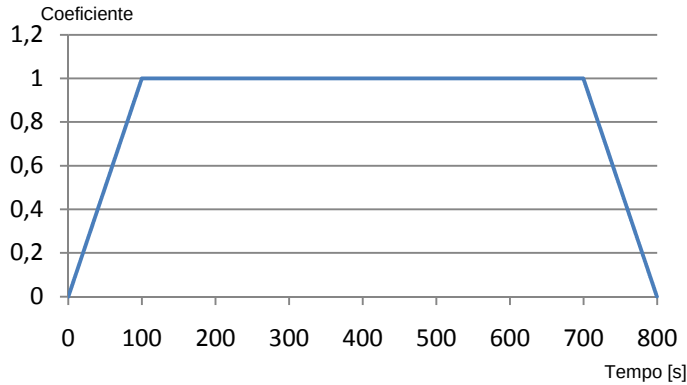


Figura 7.4 – Função modeladora do início e final da série temporal

7.3.2. METODOLOGIA DO CÁLCULO DA RESPOSTA DINÂMICA

Para cálculo da resposta da chaminé submetida às forças caracterizadas pelas séries temporais no programa de elementos finitos [7.4] foi utilizado o método de decomposição modal. Este método foi empregue assumindo as seguintes condições [7.1]:

- O comportamento estrutural pode ser idealizado através de um oscilador de N graus de liberdade com amortecimento viscoso;
- As componentes de flutuação da velocidade do vento em cada ponto podem ser idealizadas através de um processo estocástico vectorial gaussiano e estacionário com valor médio nulo e densidades espectrais conhecidas;
- O comportamento aerodinâmico é quasi-estacionário, isto é, o valor instantâneo das forças aerodinâmicas é igual ao das forças induzidas num escoamento estacionário com a mesma velocidade e direcção relativas ao escoamento instantâneo.

Este método é caracterizado pela ortogonalidade dos modos de vibração, passando-se assim a trabalhar com um conjunto de N equações diferenciais a N incógnitas. Deste modo, é possível analisar o comportamento dinâmico da estrutura através de N osciladores independentes de um grau de liberdade cada. Esta passagem deve-se à transformação dos deslocamentos de coordenadas geométricas para coordenadas modais [7.5]. Os deslocamentos $y(t)$ são então calculados pelo produto da matriz dos modos de vibração Φ pela amplitude modal $Y(t)$:

$$y(t) = \Phi.Y(t) \quad (7.3)$$

Deste modo, a equação de equilíbrio dinâmico é dada por:

$$M.\ddot{Y} + C.\dot{Y} + K.Y = F(t) \quad (7.4)$$

em que M , C e K são, respectivamente, a matriz de massa, amortecimento e rigidez da estrutura, $Y(t)$ o vector de deslocamentos e $F(t)$ o vector de forças exteriores. Tendo em conta que:

$$c_n = 2.\xi_n.\omega_n.m_n \quad (7.5)$$

e que

$$\omega_n^2 = \frac{k_n}{m_n} \quad (7.6)$$

dividindo a equação (7.4), na sua forma desacoplada, por m_n obtém-se a equação de equilíbrio dinâmico para cada oscilador independente de um grau de liberdade:

$$\ddot{y}_n(t) + 2.\xi_n.\omega_n.\dot{y}_n(t) + \omega_n^2.y(t) = \frac{F_n(t)}{m_n} \quad (7.7)$$

Correspondendo o índice n ao n -ésimo modo de vibração.

7.3.3. CÁLCULO DO AMORTECIMENTO

7.3.3.1. Amortecimento Estrutural

O Eurocódigo [7.3] define, como valor aproximado do decremento logarítmico de amortecimento estrutural relativo ao modo fundamental, o valor de $\delta_s = 0,020$ ($\zeta_s = 0,00318$) para chaminé de aço com ligações soldadas, sem revestimento interior e com isolamento térmico exterior. Este valor foi também utilizado para os restantes modos de deformação.

7.3.3.2. Amortecimento Aerodinâmico

Tal como referido em 3.5.4, o amortecimento aerodinâmico surge na sequência do desfasamento de velocidades entre o vento e a estrutura.

De acordo com o EN 1991-1-4 [7.3], o decremento logarítmico do amortecimento (δ_a) pode ser obtido, simplificadaamente, através da expressão (7.8) em situações cujos deslocamentos modais são constantes para cada altura z :

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho_{ar} \cdot v_m(z_s) \cdot b}{2.n.m_e} \quad (7.8)$$

em que z_s é a altura de referência para a determinação do coeficiente estrutura (ver Figura 5.8), n a frequência do modo de vibração em análise (em Hz) e m_e a massa equivalente por unidade de comprimento que, no caso de estruturas em consola com uma distribuição de massa variável (como a

chaminé estudada), pode ser estimado pelo valor médio da massa por unidade de comprimento no terço superior da estrutura.

No entanto, devido às incertezas inerentes a processos deste tipo, foi decidido calcular as características da chaminé para uma cota de +48m, a qual corresponde a cerca de um terço da altura do cilindro metálico. Deste modo, o amortecimento aerodinâmico obtido é inferior ao definido em [7.3], realizando-se, portanto, uma análise mais conservativa. Na Tabela 7.1 estão descritos os valores utilizados para o amortecimento aerodinâmico e os definidos pela norma. Para cálculo do amortecimento dos modos de vibração da estrutura de travamento foi também utilizada a expressão (7.8) uma vez que, embora os deslocamentos principais deste modo sejam efectivamente na estrutura de travamento, possuem também algum movimento associado ao corpo cilíndrico.

Tabela 7.1– Valores obtidos para o amortecimento aerodinâmico: utilizados e definidos em [7.3]

Modo de vibração	Modelo A				Modelo B			
	Valores utilizados		Valores definidos pelo EN 1991-1-4		Valores utilizados		Valores definidos pelo EN 1991-1-4	
	δ_a	ξ_a	δ_a	ξ_a	δ_a	ξ_a	δ_a	ξ_a
1	0,0281	0,00448	0,0555	0,00884	0,0309	0,00492	0,0397	0,00631
2	0,0260	0,00413	0,0512	0,00815	0,0288	0,00458	0,0369	0,00588
3	0,0237	0,00377	0,0468	0,00745	0,0238	0,00379	0,0305	0,00486
4	0,0229	0,00365	0,0452	0,00720	0,0230	0,00366	0,0295	0,00469
5	0,0152	0,00242	0,0301	0,00478	0,0153	0,00243	0,0196	0,00312
6	0,0147	0,00233	0,0290	0,00461	0,0125	0,00199	0,0160	0,00255
7	0,0144	0,00230	0,0285	0,00453	0,0123	0,00196	0,0158	0,00252
8	0,0125	0,00199	0,0246	0,00392	0,0119	0,00189	0,0153	0,00243
9	0,0123	0,00196	0,0243	0,00387	0,0116	0,00184	0,0149	0,00236
10	0,0119	0,00189	0,0234	0,00373	0,0115	0,00184	0,0148	0,00235
11	0,0115	0,00184	0,0228	0,00363	0,0112	0,00179	0,0144	0,00230
12	0,0115	0,00183	0,0227	0,00361	0,0111	0,00177	0,0142	0,00226
13	0,0112	0,00179	0,0221	0,00352	0,0109	0,00174	0,0140	0,00223
14	0,0111	0,00176	0,0218	0,00347	0,0103	0,00165	0,0133	0,00211
15	0,0109	0,00174	0,0215	0,00343	-	-	-	-
16	0,0103	0,00164	0,0203	0,00324	-	-	-	-

O amortecimento final é obtido através da soma do estrutural com o aerodinâmico:

$$\delta = \delta_s + \delta_a \quad (7.9)$$

Os valores obtidos para o amortecimento estão enunciados na Tabela 7.2.

Tabela 7.2 - Valores obtidos para o amortecimento global: utilizados e definidos em [7.3]

Modo de vibração	Modelo A				Modelo B			
	Valores utilizados		Valores definidos pelo EN 1991-1-4		Valores utilizados		Valores definidos pelo EN 1991-1-4	
	δ	ξ	δ	ξ	δ	ξ	δ	ξ
1	0,0481	0,00766	0,0755	0,01202	0,0509	0,00811	0,0597	0,00950
2	0,0460	0,00731	0,0712	0,01134	0,0488	0,00776	0,0569	0,00906
3	0,0437	0,00696	0,0668	0,01063	0,0438	0,00697	0,0505	0,00804
4	0,0429	0,00683	0,0652	0,01038	0,0430	0,00684	0,0495	0,00788
5	0,0352	0,00561	0,0501	0,00797	0,0353	0,00561	0,0396	0,00630
6	0,0347	0,00552	0,0490	0,00779	0,0325	0,00517	0,0360	0,00573
7	0,0344	0,00548	0,0485	0,00772	0,0323	0,00515	0,0358	0,00570
8	0,0325	0,00517	0,0446	0,00710	0,0319	0,00508	0,0353	0,00561
9	0,0323	0,00514	0,0443	0,00705	0,0316	0,00503	0,0349	0,00555
10	0,0319	0,00507	0,0434	0,00691	0,0315	0,00502	0,0348	0,00554
11	0,0315	0,00502	0,0428	0,00681	0,0312	0,00497	0,0344	0,00548
12	0,0315	0,00501	0,0427	0,00679	0,0311	0,00495	0,0342	0,00545
13	0,0312	0,00497	0,0421	0,00671	0,0309	0,00493	0,0340	0,00542
14	0,0311	0,00494	0,0418	0,00666	0,0303	0,00483	0,0333	0,00529
15	0,0309	0,00492	0,0415	0,00661	-	-	-	-
16	0,0303	0,00482	0,0403	0,00642	-	-	-	-

7.3.4. RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DE SÉRIES TEMPORAIS

O estudo dos efeitos de rajada sobre a chaminé metálica foi realizado, tal como anteriormente enunciado, através de uma análise (no domínio do tempo) da resposta estrutural às séries temporais de força que simularam a componente turbulenta de actuação das forças aerodinâmicas.

Para este estudo foram consideradas as seguintes variáveis de controlo:

- Deslocamento horizontal na secção do topo da chaminé na direcção de incidência do vento;
- Deslocamento horizontal na secção da chaminé na direcção perpendicular à incidência do vento;
- Aceleração horizontal na secção do topo da chaminé na direcção de incidência do vento;
- Aceleração horizontal na secção da chaminé na direcção perpendicular à incidência do vento;

- Tensões resultantes da acção do vento na base da chaminé metálica.

Devido à configuração da ligação da chaminé metálica com a câmara de passagem de gases presente no caderno de encargos (a qual foi seguida o mais fielmente possível), a migração de esforços não é a ideal. Como é possível observar através da Figura 7.5 a), mesmo quando o vento actua segundo a direcção X, as tensões máximas não surgem nas faces de incidência dessa direcção (esforços de tracção) e na diametralmente oposta (esforços de compressão). Por esse motivo, o ponto escolhido para cálculo das tensões normais à chapa é o assinalado na Figura 7.5 a). Por outro lado, quando o vento incide segundo Y, o ponto de tensão máxima surge nas faces de incidência segundo essa direcção, tendo-se por isso escolhido um ponto na base do corpo cilíndrico tal como descrito na Figura 7.5 b).

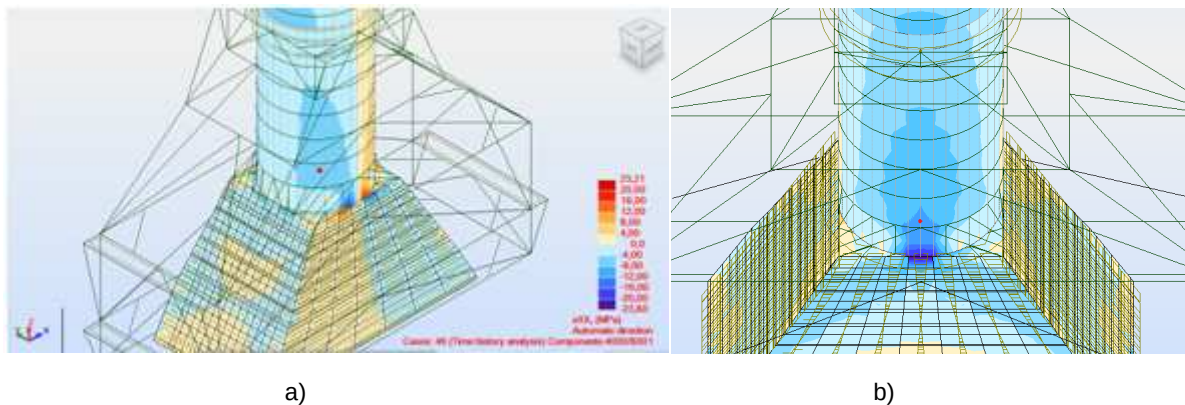


Figura 7.5 – Mapas de migração de tensões e localização dos pontos estudados: a) incidência do vento segundo X; b) e segundo Y

Nas Figura 7.6 a Figura 7.10 estão representados, a título exemplificativo, as respostas obtidas para o modelo A de cada uma das variáveis de controlo segundo a direcção X.

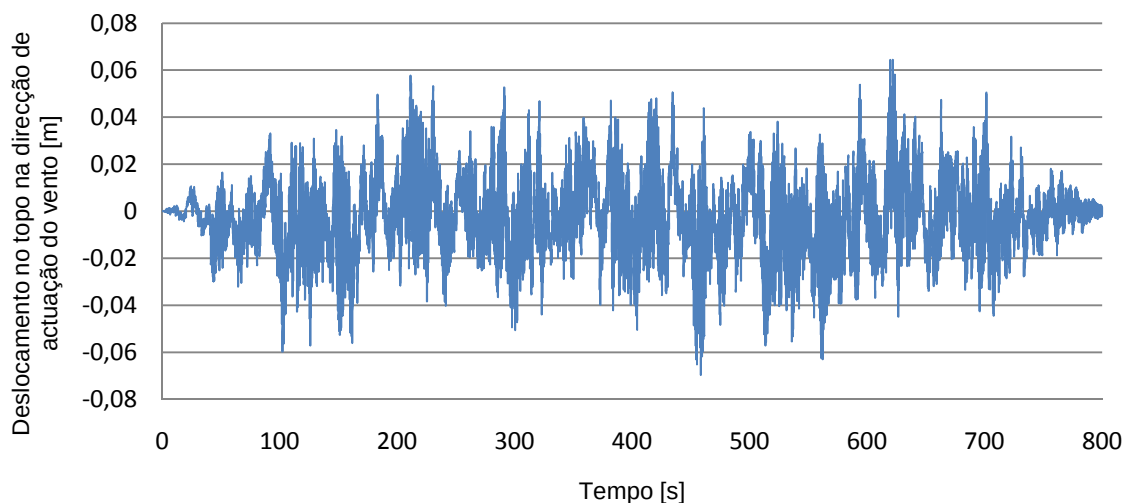


Figura 7.6 – Deslocamentos na secção do topo devido à parcela turbulenta do vento na direcção de actuação do mesmo para o modelo A

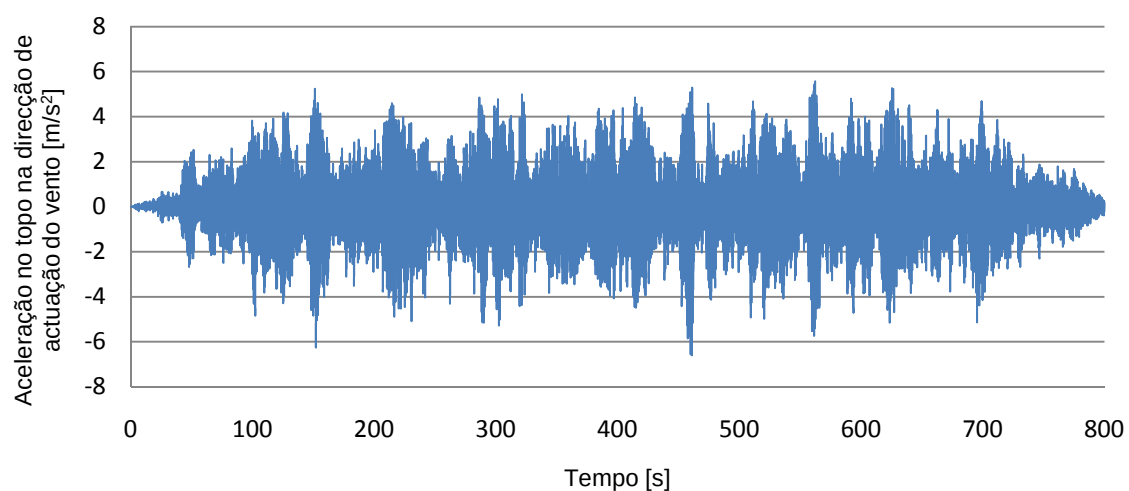


Figura 7.7 – Acelerações na secção do topo na direcção de actuação do vento para o modelo A

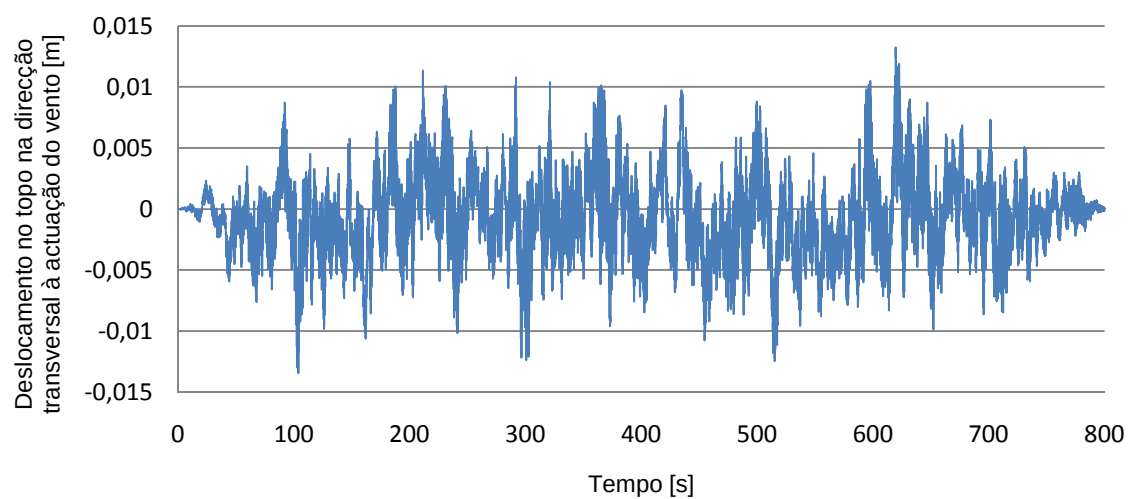


Figura 7.8 - Deslocamentos na secção do topo devido à parcela turbulenta do vento na direcção transversal à actuação do mesmo para o modelo A

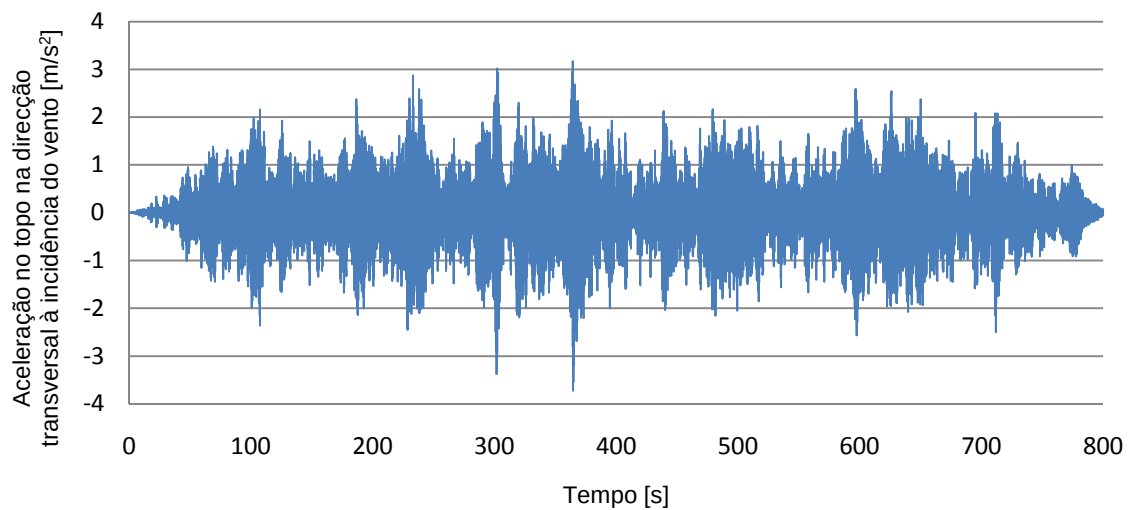


Figura 7.9 - Acelerações na secção do topo na direcção transversal à actuação do vento para o modelo A

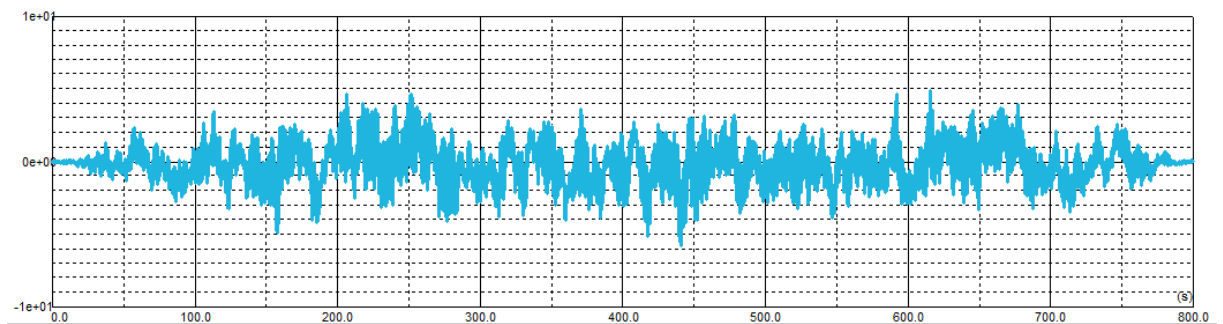


Figura 7.10 – Tensões (em MPa) na base da chaminé tendo em conta uma actuação do vento segundo Y, para o modelo A

Nas Figura 7.11 a Figura 7.15 estão representados, a título exemplificativo, respostas obtidas para o modelo B de cada uma das variáveis de controlo.

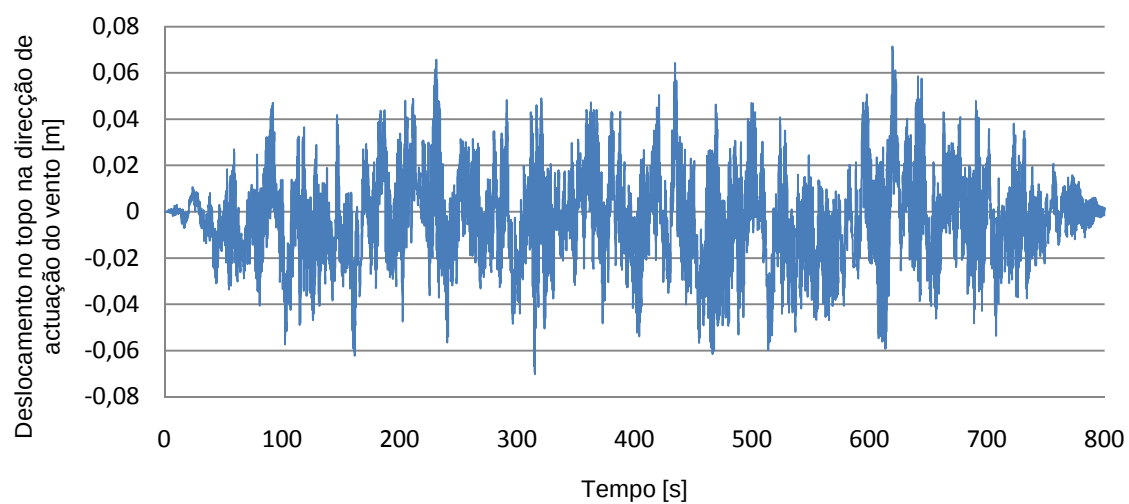


Figura 7.11 – Deslocamentos na secção do topo devido à parcela turbulenta do vento na direcção de actuação do mesmo para o modelo B

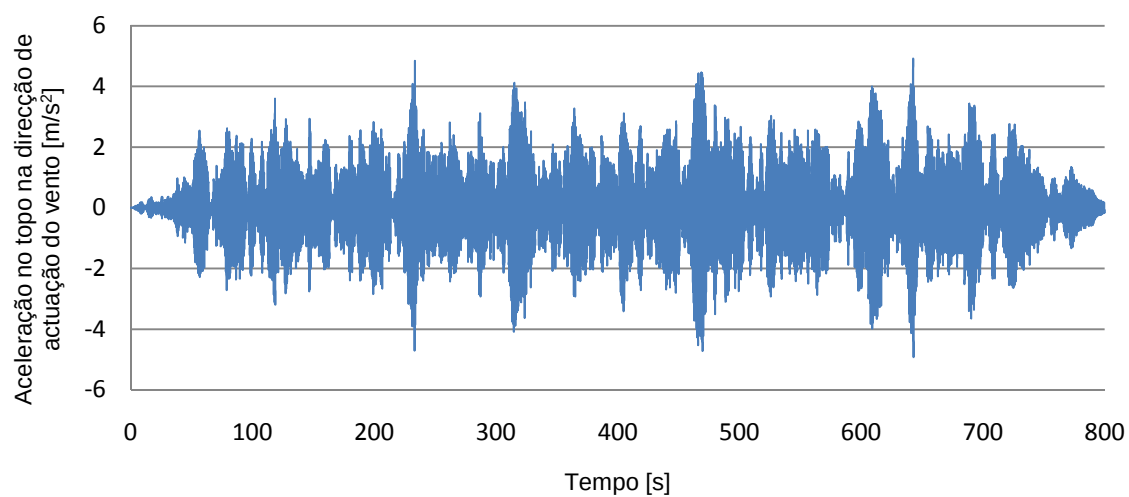


Figura 7.12 – Acelerações na secção do topo na direcção de actuação do vento para o modelo B

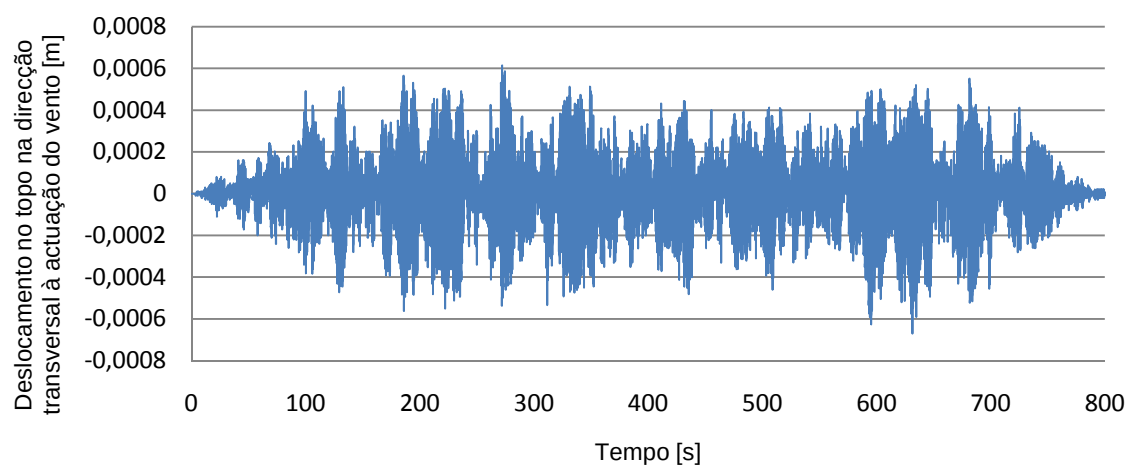


Figura 7.13 - Deslocamentos na secção do topo devido à parcela turbulenta do vento na direcção transversal à acção do mesmo para o modelo B

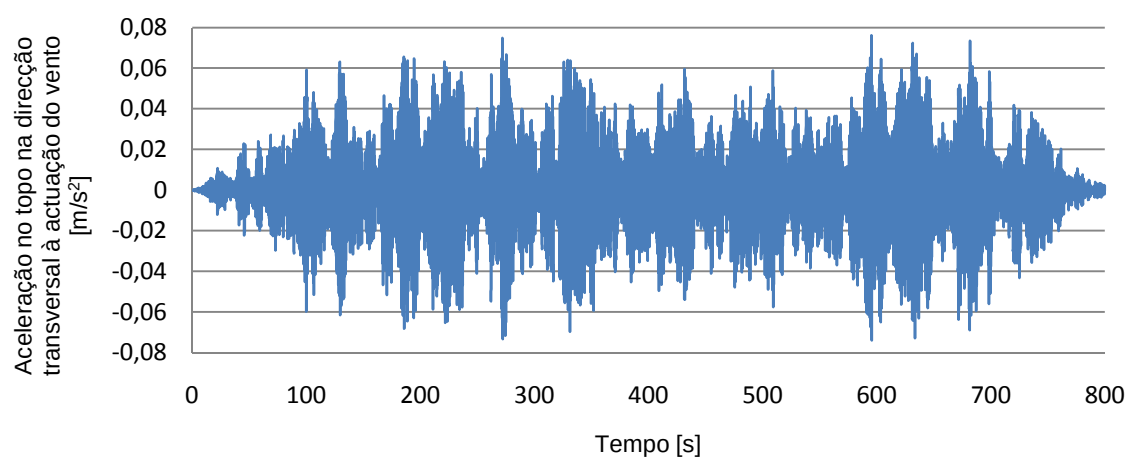


Figura 7.14 - Acelerações na secção do topo na direcção transversal à acção do vento para o modelo B

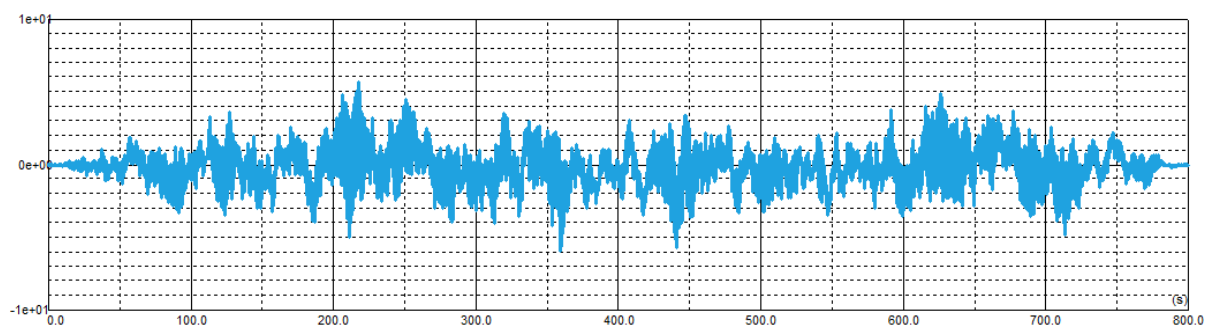


Figura 7.15 – Tensões (em MPa) na base da chaminé tendo em conta uma incidência do vento segundo Y para o modelo B

Nas Tabela 7.3 a Tabela 7.8 estão resumidos os resultados obtidos para cada modelo.

Tabela 7.3 – Valores do deslocamento devido à componente estática do vento para os modelos A e B

Direcção de incidência do vento	Direcção do deslocamento	Modelo A [m]	Modelo B [m]
X	X	0,059	0,065
	Y	0,012	0,002
Y	X	0,011	0,002
	Y	0,047	0,052

Tabela 7.4 – Resultados obtidos para os deslocamentos máximos absolutos para actuação do vento segundo X

Deslocamento na secção do topo da chaminé para actuação do vento segundo X [m]				
Série Temporal	Modelo A		Modelo B	
	Direcção Longitudinal	Direcção Transversal	Direcção Longitudinal	Direcção Transversal
1	0,129	0,025	0,136	0,001
2	0,134	0,024	0,142	0,001
3	0,123	0,026	0,146	0,001
4	0,127	0,025	0,146	0,001
5	0,145	0,025	0,165	0,001
6	0,131	0,024	0,144	0,001
7	0,138	0,026	0,149	0,001
8	0,127	0,025	0,140	0,001
9	0,151	0,026	0,166	0,001
10	0,126	0,024	0,140	0,001
Média	0,133	0,025	0,147	0,001

Tabela 7.5 – Resultados obtidos para os deslocamentos máximos absolutos para actuação do vento segundo Y

Deslocamento na secção do topo da chaminé para actuação do vento segundo Y [m]				
Série Temporal	Modelo A		Modelo B	
	Direcção Longitudinal	Direcção Transversal	Direcção Longitudinal	Direcção Transversal
1	0,108	0,025	0,133	0,004
2	0,116	0,023	0,136	0,004
3	0,117	0,024	0,124	0,003
4	0,112	0,023	0,123	0,003
5	0,104	0,023	0,114	0,003
6	0,106	0,022	0,114	0,002
7	0,118	0,023	0,126	0,002
8	0,105	0,025	0,112	0,004
9	0,113	0,023	0,121	0,003
10	0,114	0,024	0,123	0,002
Média	0,111	0,023	0,123	0,003

Tabela 7.6 – Resultados obtidos para acelerações máximas absolutas para actuação do vento segundo X

Aceleração na secção do topo da chaminé para actuação do vento segundo X [m/s ²]				
Série Temporal	Modelo A		Modelo B	
	Direcção Longitudinal	Direcção Transversal	Direcção Longitudinal	Direcção Transversal
1	6,564	3,712	4,858	0,075
2	8,647	3,352	6,814	0,092
3	6,183	2,693	4,810	0,077
4	7,119	2,535	4,809	0,080
5	8,562	3,599	6,063	0,070
6	7,404	3,111	5,480	0,069
7	8,437	3,057	7,426	0,064
8	7,724	2,984	5,300	0,066
9	9,123	2,976	7,191	0,060
10	6,878	3,392	5,090	0,073
Média	7,664	3,141	5,784	0,073

Tabela 7.7 – Resultados obtidos para acelerações máximas absolutas para actuação do vento segundo Y

Aceleração na secção do topo da chaminé para actuação do vento segundo Y [m/s ²]				
Série Temporal	Modelo A		Modelo B	
	Direcção Longitudinal	Direcção Transversal	Direcção Longitudinal	Direcção Transversal
1	5,954	2,113	6,640	0,177
2	7,280	2,234	5,992	0,187
3	6,602	2,647	4,322	0,1657
4	7,151	2,388	6,986	0,181
5	6,052	2,162	6,119	0,164
6	5,700	2,034	4,365	0,154
7	6,188	1,909	5,637	0,145
8	5,790	2,134	5,247	0,162
9	6,671	2,224	6,247	0,169
10	8,008	1,956	6,853	0,149
Média	6,540	2,180	5,841	0,165

Tabela 7.8 – Tensões [MPa] na base da chaminé para o modelo A e B

Série Temporal	Acção do vento segundo X		Acção do vento segundo Y	
	Modelo A	Modelo B	Modelo A	Modelo B
1	7,03	11,24	5,82	5,96
2	6,22	9,53	5,18	6,23
3	7,62	11,34	6,46	5,32
4	7,20	8,74	5,85	5,07
5	6,50	10,37	5,51	4,71
6	6,40	9,30	5,47	4,41
7	8,05	10,89	6,6	6,96
8	7,09	11,37	5,76	6,08
9	7,27	9,60	6,06	5,57
10	7,47	9,99	6,28	5,95
Média	7,08	10,24	5,90	5,62

Como é possível constatar, os valores de deslocamento e aceleração obtidos são algo elevados para uma estrutura deste tipo. Por esse motivo, e tendo em conta que para dimensionamento de um TMD é necessário conhecer qual o modo de vibração com maior participação nestes deslocamentos (ou acelerações), foram calculadas as funções densidade espectral de potência, em termos globais, para cada um dos modelos em cada direcção.

Na Figura 7.16 são apresentadas as funções densidade espectral de potência para a variável deslocamento no topo da chaminé para uma actuação do vento segundo X, uma vez que o dimensionamento do TMD será definido com o objectivo de reduzir os deslocamentos.

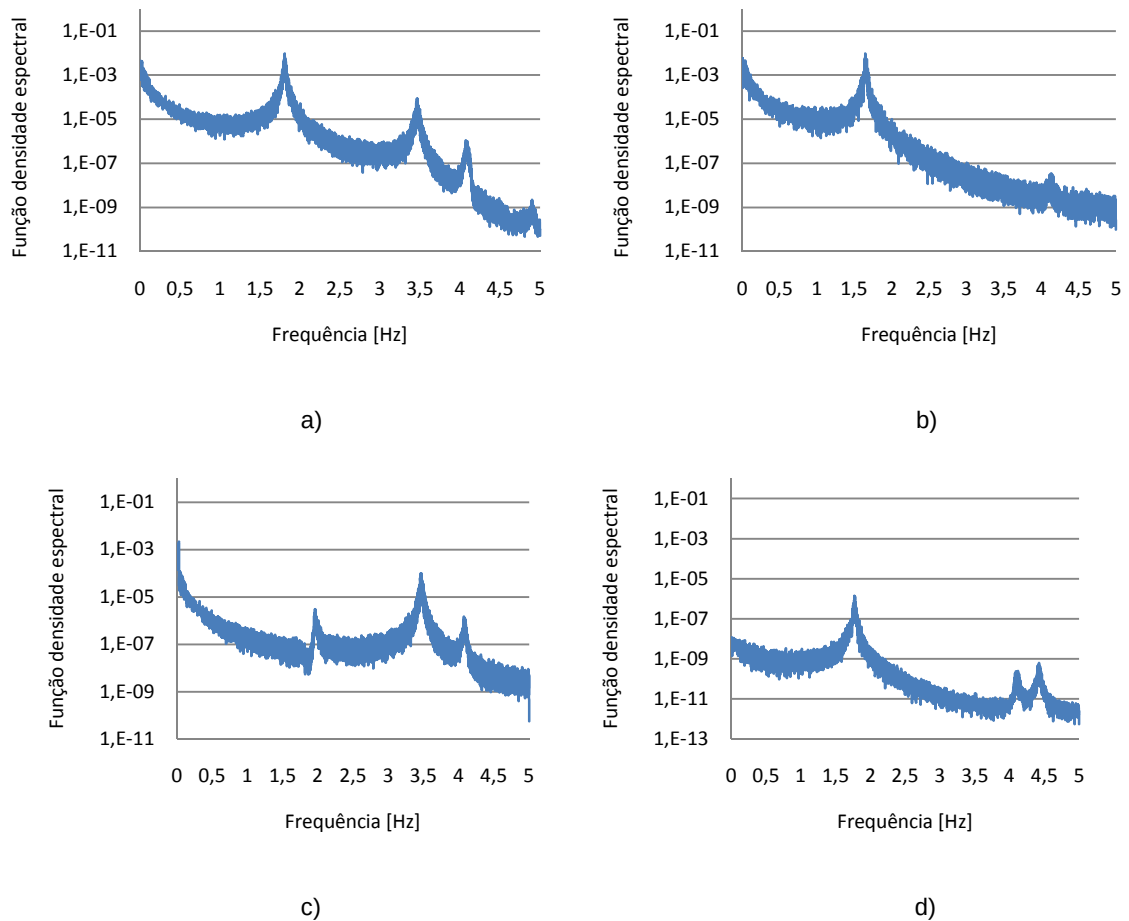


Figura 7.16 – Funções densidade espectral para uma incidência do vento segundo X: deslocamento na direcção de incidência do vento para o modelo A (a) e B (b); deslocamento na direcção transversal à incidência do vento para o modelo A (c) e modelo B (d)

Como é possível observar na Figura 7.16, os deslocamentos da estrutura no seu topo são governados essencialmente, quando analisados segundo a direcção de actuação do vento, pelos primeiros modos de vibração em flexão (figuras a) e b)). No entanto, no modelo A, o primeiro modo de ovalização também possui alguma relevância na ocorrência dos mesmos.

Quando são analisadas as funções densidade espectral de potência para os deslocamentos na direcção transversal à direcção do vento, é possível constatar a importância que os modos de ovalização possuem. Enquanto no modelo B (d)), o modo com participação mais relevante é o de flexão na direcção dos deslocamentos, no caso do modelo A, o modo com maior participação nos deslocamentos

é o modo de ovalização, seguindo-se o de flexão na direcção dos deslocamentos. Esta situação explica o facto de os deslocamentos (e acelerações) na direcção transversal à incidência do vento terem descido de forma assinalável com o aumento de inércia dos anéis de rigidez (presentes no modelo B).

Embora os valores dos deslocamentos no topo da chaminé na direcção de incidência do vento sejam sempre maiores para o modelo B, a diferença em relação ao modelo A não é muito grande, tornando-se assim evidente a vantagem na utilização de anéis de rigidez com maior inércia.

7.4 CÁLCULO DE POSSÍVEIS EFEITOS DE LIBERTAÇÃO DE VÓRTICES

As vibrações devidas à libertação alternada de vórtices provocam uma redução (alternada) de pressões nas direcções transversais à de incidência do vento. Quando um vórtice é formado num dos lados da estrutura, a velocidade do vento aumenta no outro lado, levando à redução de pressão e consequente vibração da estrutura[7.6]. Estes problemas são especialmente graves quando a frequência de desprendimento de vórtices coincide com uma frequência fundamental da estrutura, ocorrendo então o fenómeno de “lock-in”.

Por esse motivo, o EN 1991-1-4 [7.3] propõe uma análise ao fenómeno de libertação de vórtices assente num estudo da velocidade de vento correspondente às frequências fundamentais da estrutura.

De acordo com a norma europeia [7.3], não é necessário analisar o efeito de desprendimento de vórtices se :

$$v_{crit,i} > 1,25.v_m \quad (7.10)$$

em que v_m é o valor da velocidade característica da velocidade média do vento referida a períodos de 10 minutos ao nível da secção transversal na qual se desencadeia o desprendimento de vórtices e $v_{crit,i}$ é a velocidade crítica do vento para o modo i , sendo calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$v_{crit,i} = \frac{b.n_{i,y}}{St} \quad (7.11)$$

em que b é o diâmetro exterior da secção na qual ocorre libertação de vórtices ($b = 8,016m$), $n_{i,y}$ é a frequência própria (em Hz) do modo de vibração em flexão transversal à incidência do vento e St é o número de Strouhal (o EN 1991-1-4 define o valor de $St = 0,18$ para qualquer secção transversal circular).

Os resultados obtidos estão registados nas Tabela 7.9 e Tabela 7.10 (respectivamente para o modelo A e B).

Tabela 7.9 – Resultados de análise da libertação de vórtices por modos de vibração por flexão para o modelo A

Direcção de incidência do vento	$n_{i,y}$ [Hz]	$v_{crit,i}$ [m/s]	$v_m(80m)$ [m/s]	$1,25.v_m$ [m/s]	Estado
X	1,959	87,2	58,2	72,8	OK
Y	1,808	80,4			OK

Tabela 7.10 – Resultados de análise da libertação de vórtices por modos de vibração por flexão para o modelo B

Direcção de incidência do vento	$n_{i,y}$ [Hz]	$v_{crit,i}$ [m/s]	$v_m(80m)$ [m/s]	$1,25.v_m$ [m/s]	Estado
X	1,722	76,6	58,2	72,8	OK
Y	1,649	73,4			OK

O mesmo raciocínio é apresentado para a análise da possibilidade ocorrência do fenómeno de lock-in em modos de vibração de ovalização. O cálculo da velocidade crítica é a realizado através da expressão:

$$v_{crit,i} = \frac{b.n_{i,o}}{2.St} \quad (7.12)$$

em que $n_{i,o}$ representa a frequência própria de ovalização i da chaminé.

Os resultados obtidos para o modelo A são apresentados na Tabela 7.11 (o modelo B não possui modos de ovalização dentro da frequência estudada, até 5Hz, não fazendo por isso sentido realizar esta análise ao modelo).

Tabela 7.11 – Resultados de análise da libertação de vórtices por modos de vibração por ovalização para o modelo A

Direcção de incidência do vento	$n_{i,o}$ [Hz]	$v_{crit,i}$ [m/s]	$v_m(80m)$ [m/s]	$1,25.v_m$ [m/s]	Estado
X	3,467	77,1	58,2	72,8	OK
Y	3,524	78,4			OK

Como é possível concluir pela leitura das tabelas anteriores, não é necessário realizar uma análise à libertação de vórtices tanto para o modelo A como para o modelo B.

7.5. DIMENSIONAMENTO DO TMD

7.5.1. CÁLCULO TEÓRICO DOS VALORES DE DIMENSIONAMENTO ÓPTIMO DO TMD

Com a análise realizada no ponto anterior, é facilmente compreendido que os maiores valores de inércia dos anéis de rigidez que equipam o modelo B conduziram a uma significativa diminuição dos deslocamentos e acelerações transversais à incidência do vento. Por esse motivo, foi decidido

abandonar o modelo A e estudar a introdução de um amortecedor de massas sintonizadas (TMD) no modelo B.

Para além disso, e tal como referenciado no ponto anterior, os modos de vibração com maior responsabilidade nas acelerações registadas para o modelo modelo B são os modos 1 e 2, respectivamente, os modos de flexão segundo as direcções X e Y, sendo então para esses que o TMD terá de ser dimensionado.

Para dimensionamento do TMD foi seguido o procedimento proposto por Bachmann e Weber [7.7] (baseado em trabalho de Den Hartog [7.8]) para cada um dos modos fundamentais da estrutura. A estrutura é então transformada num sistema de um grau de liberdade equivalente. Uma vez que a estrutura não é simétrica, apresentando modos de vibração à flexão com frequências diferentes segundos as direcções X e Y, o esquema estrutural escolhido como o mais eficiente consistiu num elemento circular de massa m_T (anel de massa) suspenso no topo e ligado ao corpo cilíndrico em quatro pontos a uma cota de +79,35m (ou seja, a 0,65m do topo da chaminé). Os ajustes à sintonização da frequência do TMD para cada direcção seriam então realizados nestes quatro pontos de ligação (Figura 7.17).

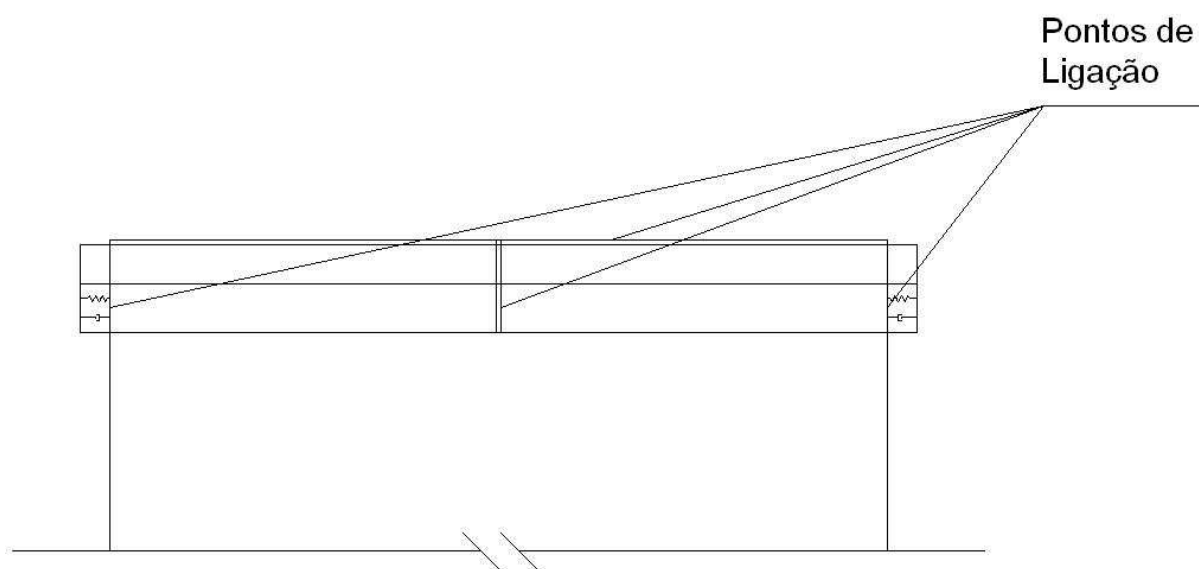


Figura 7.17 – Ilustração do esquema estrutural do TMD estudado

Inicialmente foram propostas duas opções para a massa do TMD: uma com 3500kg e uma segunda com 4000kg. Tendo-se calculado a resposta para uma mesma série temporal (de incidência do vento segundo a direcção Y) para os dois sistemas, concluiu-se que as melhorias introduzidas pelo aumento de massa do TMD com 4000kg ao nível da redução da aceleração no topo da estrutura ainda seriam justificáveis, optando-se então por este sistema (Tabela 7.12). Naturalmente, estes dois sistemas possuíam parâmetros de afinação diferentes devido à massa do seu anel.

Tabela 7.12 – Resultados comparativos entre modelos com diferentes TMD

m_T [kg]	Aceração máxima absoluta [m/s ²]	Deslocamento máximo absoluto [m]	Redução obtida em relação à aceleração
3500	1,548	0,050	5,6%
4000	1,462	0,049	

Uma vez definida a massa do TMD, é possível calcular a razão (μ) entre a massa do TMD e massa modal ($m_{H,i}$):

$$\mu = \frac{m_T}{m_{H,i}} \quad (7.13)$$

sendo a massa modal obtida através de:

$$m_H = \underline{\phi}_i^T \cdot \underline{m}_H \cdot \underline{\phi}_i \quad (7.14)$$

em que ϕ_i é o vector de deslocamento modal, normalizado de modo a fixar o valor unitário na componente modal associada ao grau de liberdade do TMD [7.9] (locais de fixação anteriormente definidos). Na Tabela 7.13 são apresentados os valores de μ e m_H obtidos. Como é possível verificar, os valores de μ enquadram-se dentro dos valores médios óptimos (0,03-0,05).

Tabela 7.13 – Valores de μ e m_H obtidos

Direcção	n_i [hz]	m_H [kg]	μ
X	1,649	81 679	0,049
Y	1,722	88,577	0,045

Definido o valor da razão entre as massas, facilmente se obtém a frequência óptima (n_{opt}) e o coeficiente de amortecimento óptimo (ξ_{opt}) do TMD [7.8]:

$$n_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} \cdot n_i \quad (7.15)$$

$$\xi_{opt} = \sqrt{\frac{3 \cdot \mu}{8(1 + \mu)^3}} \quad (7.16)$$

Os valores obtidos estão descritos na Tabela 7.14.

Tabela 7.14 – Valores de óptimos de frequência e coeficiente de amortecimento para cada direcção de actuação do TMD

Direcção	n_i [Hz]	n_{opt}	ξ_{opt}
X	1,649	1,572	0,12614
Y	1,722	1,696	0,12179

Com a introdução do TMD, o anterior sistema de um grau de liberdade converte-se num sistema de dois graus de liberdade, com frequências naturais ω_a e ω_b , e coeficientes de amortecimento ξ_a e ξ_b . Relembrando que:

$$\omega = 2.\pi.n \quad (7.17)$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (7.18)$$

$$c = 2.\xi.m.\omega \quad (7.19)$$

facilmente se calculam os valores ω_a , ω_b , ξ_a e ξ_b :

$$\omega_a^2 = \frac{k_T(m_H + m_T) + k_H.m_T - \sqrt{[k_T(m_H + m_T) + k_H.m_T]^2 - 4.m_T.m_H.k_T.k_H}}{2.m_T.m_H} \quad (7.20)$$

$$\omega_b^2 = \frac{k_T(m_H + m_T) + k_H.m_T + \sqrt{[k_T(m_H + m_T) + k_H.m_T]^2 - 4.m_T.m_H.k_T.k_H}}{2.m_T.m_H} \quad (7.21)$$

$$\xi_a = \frac{2.\xi_H.\omega_H.m_H + c_T(1 - \frac{k_T + k_H - \omega_a^2.m_H}{k_T})^2}{2.\omega_a[m_H + m_T(\frac{k_T + k_H - \omega_a^2.m_H}{k_T})^2]} \quad (7.22)$$

$$\xi_b = \frac{2.\xi_H.\omega_H.m_H + c_T(1 - \frac{k_T + k_H - \omega_b^2.m_H}{k_T})^2}{2.\omega_b[m_H + m_T(\frac{k_T + k_H - \omega_b^2.m_H}{k_T})^2]} \quad (7.23)$$

Os valores obtidos a partir das equações (7.20 a 7.23) estão descritos na Tabela 7.15.

Tabela 7.15 – Resultados obtidos para frequência e coeficiente de amortecimento para o novo sistema de dois graus de liberdade

Direcção	Modo de vibração	ω [rad/s]	n [Hz]	ξ
X	<i>a</i>	9,280	1,477	0,05172
	<i>b</i>	10,016	1,594	0,07833
Y	<i>a</i>	11,573	1,842	0,05050
	<i>b</i>	12,383	1,971	0,07526

7.5.2. INTRODUÇÃO DO TMD NO MODELO NUMÉRICO

Seguindo a filosofia descrita em 7.3, a chaminé metálica foi de novo analisada aos efeitos de rajada do vento, estando desta vez já equipada com o TMD. As variáveis de controlo são as mesmas anteriormente descritas (ver 7.3.4), com excepção da resposta transversal da estrutura à acção do vento. Esta opção foi tomada tendo em conta os valores reduzidos obtidos em 7.3.4.

O TMD foi introduzido no modelo numérico através de um anel de massa $m_T = 4000\text{kg}$ ligado à chaminé metálica através de quatro pontos, dois segundo a direcção X e dois segundo a direcção Y. Esta ligação foi materializada através de uma barra com inércia infinita segundo o eixo X e Y e inércia praticamente igual a zero segundo o eixo Z (ver Figura 7.18). Esta decisão foi tomada com o objectivo de simular o efeito que as rótulas presentes na ligação entre a chaminé e o TMD. Estas rótulas (que permitem uma rotação segundo Z) são necessárias tendo em conta que a afinação do TMD difere nas duas direcções. Assim, com a presença de rótulas, é possível ter um funcionamento do TMD independente nas duas direcções (ver Figura 7.19).

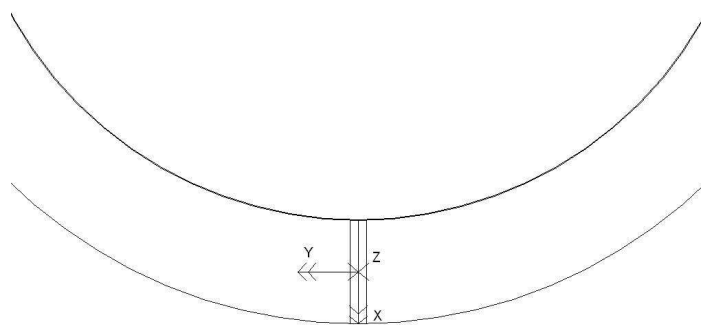


Figura 7.18 – Referencial adoptado para as barras de ligação entre a chaminé e o TMD (vista de topo)

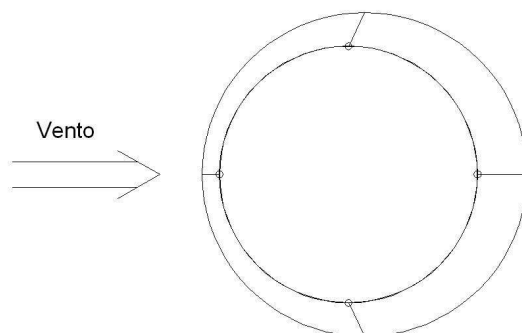


Figura 7.19 – Exemplo do mecanismo para evitar a interferência de actuação do TMD nas duas direcções

Uma vez introduzido o TMD no modelo numérico, é necessário proceder a uma análise modal para determinar os novos modos de vibração do modelo e comparar a resposta obtida com os resultados teóricos obtidos na secção anterior. Os resultados desta análise estão enunciados na Tabela 7.16.

Tabela 7.16 - Frequências naturais e respectivas configurações modais da estrutura para o modelo em análise com TMD

Modelo B			
Resultados Numéricos		Resultados Teóricos	
Modo de Vibração	Frequências [Hz]		Configuração Modal
1	1,461	1,477	1º Modo flexão (X)
2	1,577	1,594	1º Modo flexão (Y)
3	1,820	1,842	2º Modo flexão (X)
4	1,949	1,971	2º Modo flexão (Y)
5	2,145	-	1º Modo Estrutura Travamento
6	2,219	-	2º Modo Estrutura Travamento
7	3,340	-	3º Modo Estrutura Travamento
8	4,082	-	1º Modo Câmara Passagem Gases
9	4,132	-	2º Modo Câmara Passagem Gases
10	4,285	-	4º Modo Estrutura Travamento
11	4,405	-	3º Modo Câmara Passagem Gases
12	4,424	-	4º Modo Câmara Passagem Gases
13	4,536	-	5º Modo Estrutura Travamento
14	4,600	-	6º Modo Estrutura Travamento
15	4,661	-	7º Modo Estrutura Travamento
16	4,933	-	8º Modo Estrutura Travamento

Como é possível concluir, as frequências dos modos de vibração obtidos por via numérica aproximam-se bastante dos valores teóricos.

Na Figura 7.20 estão ilustrados o 1º e 2º modo de flexão obtidos para o modelo B com o TMD instalado.

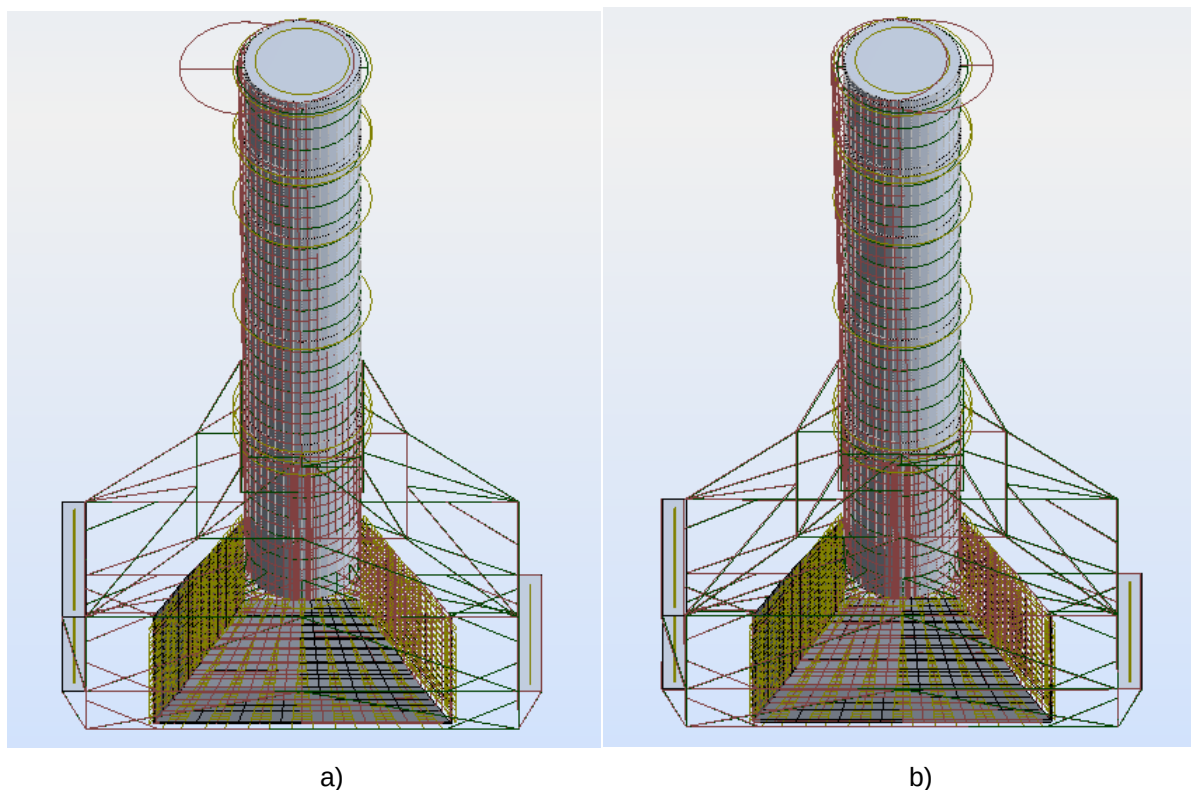


Figura 7.20 – 1º e 2º modo de flexão (segundo X) do modelo B com o TMD, respectivamente, a) e b). Os modos de flexão segundo Y possuem uma configuração semelhante

Os coeficientes de amortecimento introduzidos para o cálculo no domínio do tempo correspondentes à simulação dos efeitos de rajada do vento são apresentados na Tabela 7.17. Foram utilizados os valores calculados por via teórica para os quatro primeiros modos (arredondados imediatamente abaixo). Para os restantes modos, foi seguido o raciocínio apresentado em 7.3.3.

Tabela 7.17 - Valores obtidos para o amortecimento global utilizados

Modo de Vibração	δ	ξ
1	0,3204	0,05100
2	0,3142	0,05000
3	0,4901	0,07800
4	0,4712	0,07500
5	0,0437	0,00696
6	0,0429	0,00683
7	0,0352	0,00561
8	0,0325	0,00517
9	0,0323	0,00514
10	0,0319	0,00507
11	0,0315	0,00502
12	0,0315	0,00501
13	0,0312	0,00497
14	0,0311	0,00494
15	0,0309	0,00492
16	0,0303	0,00482

7.5.3. RESULTADOS OBTIDOS

Os resultados obtidos estão descritos nas Tabela 7.18 a Tabela 7.20.

Tabela 7.18– Valores do deslocamento devido à componente estática do vento para o modelo B equipado com o TMD

Direcção de incidência do vento	Direcção do deslocamento	Modelo B equipado com o TMD [m]
X	X	0,065
Y	Y	0,056

Tabela 7.19 - Resultados obtidos segundo X para secção de topo do modelo B equipado com o TMD

Série Temporal	Segundo direcção X		
	Deslocamento [m]	Aceleração [m/s^2]	Tensões [MPa]
	No topo da chaminé	Na Base da chaminé	
1	0,129	1,779	5,40
2	0,122	1,462	4,73
3	0,123	1,686	6,26
4	0,119	1,725	4,48
5	0,121	1,674	5,52
6	0,120	1,620	4,96
7	0,140	1,538	5,87
8	0,124	1,578	5,73
9	0,140	1,726	5,17
10	0,120	1,688	5,34
Média	0,126	1,648	5,35

Tabela 7.20 - Resultados obtidos segundo Y para secção de topo do modelo B equipado com o TMD

Série Temporal	Segundo direcção Y		
	Deslocamento [m]	Aceleração [m/s^2]	Tensões [MPa]
	No topo da chaminé	Na Base da chaminé	
1	0,107	1,504	4,08
2	0,100	1,689	3,58
3	0,116	1,653	4,71
4	0,099	1,496	3,47
5	0,108	1,733	4,12
6	0,103	1,360	3,76
7	0,111	1,633	4,35
8	0,111	1,536	4,34
9	0,105	1,506	3,92
10	0,107	1,759	4,08
Média	0,107	1,587	4,04

Na Figura 7.21 é apresentada a função densidade espectral de potência para a direcção X. Nesta figura é possível observar as duas novas frequências obtidas através da introdução do TMD (1,477Hz e 1,842Hz) e constatar a sua baixa participação nos deslocamentos do topo da estrutura quando comparado com a função densidade espectral ilustrada em Figura 7.16 b).

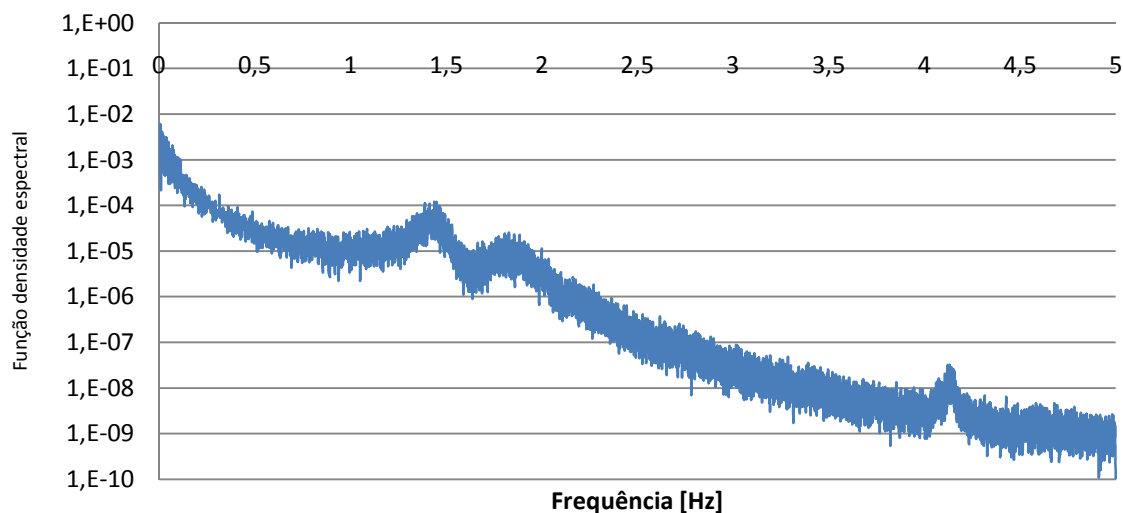


Figura 7.21 – Função densidade espectral dos deslocamentos segundo a direcção X do modelo B equipado com o TMD

Uma vez calculada a resposta da estrutura equipada com o TMD à acção dinâmica do vento, é possível comparar o comportamento da chaminé com e sem TMD. Estes resultados são apresentados na Tabela 7.21 e Tabela 7.22. As reduções obtidas com a introdução do TMD encontram-se assinaladas entre parêntesis.

Tabela 7.21 – Comparação dos resultados médios absolutos, segundo uma actuação do vento na direcção X, entre os dois modelos estudados e o modelo B com TMD

Actuação do vento segundo X					
	Deslocamento			Aceleração [m/s^2]	Tensões [MPa]
	Total [m]	Estático [m]	Dinâmico [m]		
Modelo B com TMD	0,126	0,065	0,061	1,648	5,35
Modelo A	0,133	0,059	0,074	7,664	7,08
			(17,6%)	(78,5%)	(24,4%)
Modelo B	0,147	0,065	0,082	5,784	10,24
			(25,6%)	(71,5%)	(47,8%)

Tabela 7.22 - Comparação dos resultados médios absolutos, segundo uma actuação do vento na direcção Y, entre os dois modelos estudados e o modelo B com TMD

Actuação do vento segundo Y					
	Deslocamento			Aceleração [m/s^2]	Tensões [MPa]
	Total [m]	Estático [m]	Dinâmico [m]		
Modelo B com TMD	0,107	0,056	0,051	1,587	4,04
Modelo A	0,111	0,047	0,064 (20,3%)	6,540 (75,7%)	5,90 (31,5%)
Modelo B	0,123	0,052	0,071 (28,2%)	5,841 (72,8%)	5,62 (28,1%)

Embora apenas o modelo B e o modelo B com TMD sejam passíveis de uma comparação directa, é de todo o interesse apresentar uma comparação de valores entre o modelo A e o modelo com o TMD introduzido, visto o modelo A ter sido o ponto de partida da presente análise.

Como é possível observar, a introdução do TMD diminui os valores de todos os parâmetros em análise, tal como seria de esperar. Foi alcançada uma assinalável redução da aceleração no topo de chaminé para valores próximos de $1,5\text{m/s}^2$. Embora este valor ainda possa parecer algo elevado, é necessário ter em conta que, sendo a estrutura uma chaminé metálica, não necessita de atingir valores limite de conforto, mas sim de resistência estrutural.

Por outro lado, a diminuição de amplitude de deslocamentos foi menos expressiva que a obtida para as acelerações. No entanto, a estrutura encontra-se verificada à segurança para estados limite de serviço, uma vez que o EN1993-3-2 estipula que o deslocamento no topo deverá ser inferior a $h/50$ (em que h se refere à altura da chaminé). Para além deste facto, é ainda importante referir que os valores finais obtidos para a parcela dinâmica destes deslocamentos são da ordem de grandeza (sendo inclusive menores) que os correspondentes à parcela estática. Além disso, as tensões, que já no modelo A possuíam baixa relevância, ainda sofreram uma diminuição entre os 24,4 % e os 47,8%, tendo-se obtido um valor máximo de 5,35MPa, o que não parece indiciar problemas de fadiga.

7.6 ANÁLISE DOS EFEITOS DE LIBERTAÇÃO DE VÓRTICES NA ESTRUTURA EQUIPADA COM TMD

7.6.1 ANÁLISE DA NECESSIDADE DE VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA A EFEITOS DE LIBERTAÇÃO DE VÓRTICES

Segundo o raciocínio descrito em 7.4, verificou-se que a estrutura equipada com o TMD teria de ser analisada sob o efeito de desprendimento de vórtices (Tabela 7.23).

Tabela 7.23 - Resultados de análise da libertação de vórtices por modos de vibração por flexão para o modelo B equipado com o TMD

Direcção de incidência do vento	$n_{i,y}$ [Hz]	$v_{crit,i}$ [m/s]	$v_m(80m)$ [m/s]	$1,25.v_m$ [m/s]	Estado
X	1,577	70,2	58,2	72,8	KO
Y	1,461	65,0			KO
X	1.949	86,7			OK
Y	1.820	80,1			OK

Com a análise da Tabela 7.23, verifica-se que a estrutura, com a introdução do TMD, sofre uma redução da frequência de vibração do seu primeiro modo (em ambas as direcções) suficientemente grande para passar a necessitar de um estudo ao efeito de libertação de vórtices. No entanto esta situação já seria de esperar uma vez que o modelo B tinha dispensado a verificação a estes efeitos por uma margem já muito reduzida (ver Tabela 7.10).

7.6.2 CÁLCULO DA ACÇÃO DE DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES SEGUNDO O MODELO 1 DO EN 1991-1-4

Segundo a norma EN 1991-1-4 [7.3], o efeito das vibrações induzidas pelo fenómeno de libertação de vórtices deverá ser calculado a partir do efeito da força de inércia por unidade de tempo ($F_w(s)$). Esta força actua perpendicularmente à direcção do vento e é calculada para o ponto s através de:

$$F_w(s) = m(s) \cdot (2\pi n_{i,y})^2 \cdot \phi_{i,y}(s) \cdot y_{F,\max} \quad (7.24)$$

em que $m(s)$ é a massa oscilante da estrutura por unidade comprimento (em kg/m), $\phi_{i,y}(s)$ é a configuração modal da estrutura, normalizada com o valor 1 no ponto de deslocamento máximo e $y_{F,\max}$ é o deslocamento máximo, ao longo do tempo, do ponto em que $\phi_{i,y}(s)$ é igual a 1.

Embora a norma [7.3] refira explicitamente que o modelo de cálculo 2 é recomendado para chaminés, decidiu-se analisar a estrutura segundo os dois modelos devido à facilidade de aplicação do modelo 1 a estruturas em consola.

Assim, o valor de $y_{F,\max}$ é obtido através de:

$$\frac{y_{F,\max}}{b} = \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{Sc} \cdot K \cdot K_w \cdot c_{lat} \quad (7.25)$$

em que K é um parâmetro que pode tomar, simplifcadamente, o valor de 0,13 para estruturas em consola, K_w é obtido, também simplifcadamente para estruturas em consola, através de:

$$K_w = 3 \cdot \frac{L_j/b}{\lambda} \cdot \left[1 - \frac{L_j/b}{\lambda} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{L_j/b}{\lambda} \right)^2 \right] \quad (7.26)$$

sendo λ a razão entre a altura da chaminé e o diâmetro exterior. c_{lat} é um parâmetro que depende o número de Reynolds e é obtido através da Figura 7.22 e da Tabela 7.24.

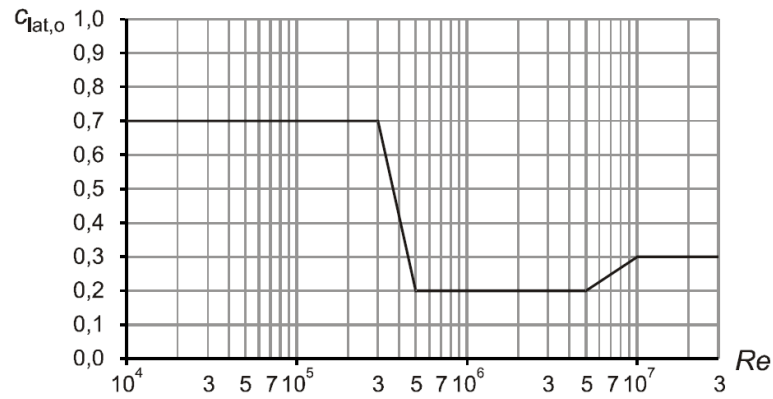


Figura 7.22 – Valor básico do coeficiente de força lateral ($c_{lat,0}$) em função do número de Reynolds [7.3]

Tabela 7.24 – Coeficiente de força lateral (c_{lat}) em função da razão de velocidade crítica do vento ($v_{crit,i}/v_{m,Lj}$) [7.3]

Relação $v_{crit,i}/v_{m,Lj}$	c_{lat}
$\frac{v_{crit,i}}{v_{m,Lj}} \leq 0,83$	$c_{lat} = c_{lat,0}$
$0,83 \leq \frac{v_{crit,i}}{v_{m,Lj}} < 1,25$	$c_{lat} = \left(3 - 2,4 \cdot \frac{v_{crit,i}}{v_{m,Lt}} \right) \cdot c_{lat,0}$
$1,25 \leq \frac{v_{crit,i}}{v_{m,Lj}}$	$c_{lat} = 0$

Em que:

$c_{lat,0}$ valor básico de c_{lat} (ver Figura 7.22)

$v_{crit,i}$ velocidade crítica do vento (ver equação(7.11))

$v_{m,Lj}$ velocidade média do vento no centro do comprimento de correlação efectivo

O comprimento de correlação efectivo relaciona-se com o diâmetro exterior da chaminé (b) e com $y_{F,\max}$ de acordo com a Tabela 7.25. Na Figura 7.23 está representada uma ilustração do comprimento efectivo para o primeiro modo de vibração em flexão para uma estrutura em consola.

Tabela 7.25 – Comprimento de correlação efectivo L_j em função da amplitude de vibração $y_F(s_j)$ [7.3]

$y_F(s_j)/b$	L_j/b
$< 0,1$	6
0,1 a 0,6	$4,8 + 12 \cdot \frac{y_F(s)}{b}$
$> 0,6$	12

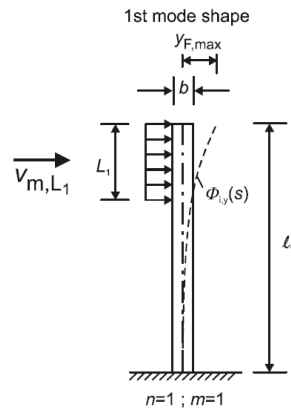


Figura 7.23 – Ilustração do comprimento de correlação efectivo para o primeiro modo de flexão de uma estrutura em consola [7.3]

Por último, Sc refere-se ao número de Scruton. O seu valor é calculado segundo:

$$Sc = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2} \quad (7.27)$$

Os resultados obtidos através deste método estão resumidos na Tabela 7.26.

Tabela 7.26 – Resultados obtidos para o deslocamento máximo devido à libertação de vórtices segundo o método 1 do EN 1991-1-4

Incidência do vento segundo	Direcção X	Direcção Y
$n_{i,y}$ [Hz]	1,577	1,461
St	0,18	0,18
Sc	33,55	34,23
K	0,13	0,13
K_w	1,00	1,00
L_j [m]	48,1	48,1
$c_{lat,0}$	0,2	0,2
c_{lat}	0	0
$y_{F,max}$ [m]	0	0

Como é possível constatar, segundo a aplicação deste método, não existe deslocamento devido à libertação de vórtices. Esta situação deve-se ao facto de o valor da $v_{m,Lj}$ ser obtido no centro do comprimento de correlação efectivo o qual, para situações de chaminés com diâmetros elevados (como o da estrutura em estudo), baixa consideravelmente em relação à velocidade média obtida no topo da estrutura. Por este motivo, o valor de c_{lat} , de acordo com a Tabela 7.26, é 0.

7.6.3 CÁLCULO DA ACÇÃO DE DESPRENDIMENTO DE VÓRTICES SEGUNDO O MODELO 2 DO EN 1991-1-4

O método 2 da norma [7.3], recomendado para utilização em chaminés, define o deslocamento máximo como o produto do desvio padrão do deslocamento (σ_y) com um factor de pico (k_p):

$$y_{\max} = \sigma_y \cdot k_p \quad (7.28)$$

O desvio padrão pode ser calculado através de:

$$\frac{\sigma_y}{b} = \frac{1}{St^2} \cdot \frac{C_C}{\sqrt{\frac{Sc}{4\pi} - K_a \cdot \left(1 - \left(\frac{\sigma_y}{b \cdot a_L}\right)^2\right)}} \cdot \sqrt{\frac{\rho \cdot b^2}{m_e}} \cdot \sqrt{\frac{b}{h}} \quad (7.29)$$

em que C_C é o coeficiente aerodinâmico, função da forma da secção transversal e do número de Reynolds (para o caso de cilindros), K_a é o coeficiente de amortecimento aerodinâmico, a_L é a amplitude limite normalizada (correspondente ao deslocamento em estruturas com amortecimento muito reduzido) e h é a altura da construção. Os coeficientes C_C , K_a e a_L são apresentados na Tabela 7.27.

Tabela 7.27 – Coeficientes para determinação do efeito de desprendimento de vórtices [7.3]

Coeficiente	Cilindro de base circular $Re \leq 10^5$	Cilindro de base circular $Re = 10^5$	Cilindro de base circular $Re \geq 10^5$	Secção transversal quadrada
C_C	0,02	0,005	0,01	0,04
K_a	2	0,5	1	6
a_L	0,4	0,4	0,4	0,4

Nota: No caso de cilindros de base circular, admite-se que os coeficientes C_C e K_a variam linearmente com o logaritmo do número de reynolds para $10^5 < Re < 5.10^5$ e para $5.10^5 < Re < 10^6$

A solução da equação (7.29) é dada pela expressão:

$$\left(\frac{\sigma_y}{b}\right)^2 = c_1 + \sqrt{c_1^2 + c_2} \quad (7.30)$$

em que

$$c_1 = \frac{a_L^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{Sc}{4 \cdot \pi \cdot K_a}\right) \quad (7.31)$$

e

$$c_2 = \frac{\rho \cdot b^2}{m_e} \cdot \frac{a_L^2}{K_a} \cdot \frac{C_C^2}{St^4} \cdot \frac{b}{h} \quad (7.32)$$

O factor de pico recomendado para este método é calculado através de:

$$k_p = \sqrt{2} \cdot \left\{ 1 + 1,2 \cdot \arctan \left(0,75 \left(\frac{Sc}{4 \cdot \pi \cdot K_a} \right)^4 \right) \right\} \quad (7.33)$$

Os resultados obtidos para este método para ambas as direcções estão descritos na Tabela 7.28.

Tabela 7.28 – Resultados obtidos para o deslocamento máximo devido à libertação de vórtices segundo o método 1 do EN 1991-1-4

Incidência do vento segundo	Direcção X	Direcção Y
$n_{i,y}$ [Hz]	1,577	1,461
St	0,18	0,18
Sc	33,55	34,23
C_C	0,01	0,01
K_a	1	1
a_L	0,4	0,4
m_e [kg/m]	4289,4	4289,4
c_1	-0,13361	-0,13789
c_2	2,85975E-05	2,85975E-05
σ_y	0,08291	0,08161
k_p	4,03544	4,03883
$y_{\max}$ [m]	0,335	0,330

Assim, é necessário verificar a segurança da estrutura a possíveis problemas de fadiga decorrentes da formação de vórtices. O EN 1991-1-4 [7.3] propõe a seguinte expressão para cálculo do número de ciclos de carregamento (N) devido às oscilações por desprendimento de vórtices:

$$N = 2 \cdot T \cdot n_y \cdot \varepsilon_0 \cdot \left(\frac{v_{crit}}{v_0} \right)^2 \cdot \exp \left(- \left(\frac{v_{crit}}{v_0} \right)^2 \right) \quad (7.34)$$

em que v_0 pode ser assumido igual a 20% do valor característico da velocidade média do vento (à altura da secção em que ocorre o desprendimento de vórtices), T é o tempo de vida esperado para a estrutura (em segundos) e ε_0 é o factor de largura de banda (cujo valor recomendado, segundo o

método 2, é 0,15). O valor de número de ciclos de carregamento N obtido está descrito na Tabela 7.29.

Tabela 7.29 – Descrição do cálculo do número de ciclos de carregamento devido ao desprendimento de vórtices

Direcção de actuação do vento	X	Y
n_y [Hz]	1,577	1,461
T [anos]	40	
v_{crit} [m/s]	72,0	65,0
v_0 [m/s]	11,6	
N	5,51E-04≈0	3,31E-06≈0

Como é possível constatar pela análise dos resultados, o número de ciclos obtido é praticamente zero. Assim, é possível afirmar que a chaminé metálica, com introdução do TMD, não possui problemas relacionados com fenómenos de libertação de vórtices.

Embora se tenha analisado a possível ocorrência de problemas associados a “vortex shedding”, este era já um resultado esperado. O facto de a estrutura, antes da introdução do TMD, dispensar, segundo o EN1991-1-4 [7.3], uma análise ao “vortex shedding” era já um indicador da fraca susceptibilidade desta a fenómenos deste tipo. Embora a introdução do TMD tenha levado a uma redução da frequência fundamental da estrutura suficiente para se tornar necessário um estudo a possíveis efeitos de ressonância, conduziu também a um aumento do amortecimento, o que impediu que este fenómeno se tornasse condicionante.

7.7 DIMENSIONAMENTO DO TMD PARA A ESTRUTURA

Estando já todas as características do TMD definidas, apenas carece de desenvolvimento o modo de implementação do mesmo na chaminé metálica. Tal como referido em 7.5.1, o TMD encontra-se suspenso da cota +80,0m até à cota +79,35m. Esta decisão deveu-se ao facto de ser inconcebível apropriar o TMD de um comprimento de suspensão de acordo com as frequências para o qual foi dimensionado. Tendo em conta o funcionamento em pêndulo do TMD, o comprimento (l) teórico necessário para que este possuísse a frequência de oscilação necessária é calculado através da expressão (7.35), para pêndulos com pequenas oscilações:

$$T_p = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{l}{g}} \quad (7.35)$$

em que g representa aceleração terrestre e T_p é o período de oscilação (em segundos) do pêndulo, relacionado com a frequência (em Hz) de acordo com:

$$T = \frac{1}{n} \quad (7.36)$$

Os comprimentos teóricos necessários de suspensão necessários para o TMD estudado são apresentados na Tabela 7.30.

Tabela 7.30 – Resultados obtidos para cálculo do comprimento do pêndulo por modo de vibração de flexão

Direcção	n [Hz]	T_p [s]	g [m/s ²]	l [m]
X	1,649	0,61	9,81	0,091
Y	1,722	0,58		0,084

Os resultados obtidos para o comprimento do pêndulo são muitos baixos e totalmente irrealistas para o problema em questão. Por esse motivo, foi decidido então impor um comprimento de pêndulo de 0,65m e proceder aos necessários ajustes à frequência do TMD. Estes ajustes seriam materializados através de elementos com metade da rigidez necessária para cada direcção (uma vez que cada direcção possui dois pontos de ligação à chaminé).

Seguindo este raciocínio, a rigidez necessária para cada ponto de ligação por direcção está descrita na Tabela 7.31.

Tabela 7.31 – Características do TMD, do pêndulo com $l = 0,65m$, e dos elementos de ligação do TMD à chaminé

	Direcção	X	Y
TMD	k [kN/m]	429,583	496,120
	c [kN.s/m]	9,970	10,382
Funcionamento em pêndulo com $l = 0,65m$	k [kN/m]	60,369	60,369
Características necessárias a introduzir pelas ligações à chaminé	k [kN/m]	369,214	435,751
	c [kN.s/m]	9,970	10,382
Características introduzidas por cada elemento de ligação	k [kN/m]	184,607	217,876
	c [kN.s/m]	4,985	5,191

Estando já todos os elementos de ligação caracterizados, apenas falta definir o afastamento do anel de rigidez à chaminé. Nesse sentido, a estrutura com o TMD instalado foi analisada à acção sísmica segundo o espectro regulamentar [7.10], [7.11]. Para esta análise foi suposta uma localização da chaminé enquadrada com o tipo de terreno C. Os resultados obtidos estão enunciados na Tabela 7.32.

Tabela 7.32 – Resultados obtidos com a análise sísmica da estrutura com o TMD instalado

Direcção de actuação do sismo	X	Y
Deslocamento máximo absoluto à cota +79,35m da chaminé [m]	0,030	0,030
Deslocamento máximo absoluto no anel de massa do TMD [m]	0,142	0,147
Desfasamento máximo obtido entre a chaminé e o TMD [m]	0,112	0,117

Tendo em conta os resultados anteriores, e assumindo um coeficiente de segurança de 3, foi decidido um afastamento de 0,350m entre a chaminé e o anel de massa do TMD.

Partindo deste valor, e assumindo que o anel de massa do TMD é constituído por aço de massa volúmica igual a 7850 kg/m^3 , fixou-se o diâmetro médio deste anel em 8,790m com uma secção transversal de $0,25\text{m} \times 0,074\text{m}$.

Deverá ser ainda colocado um anel de rigidez à cota +79,35m, de forma a precaver possíveis contactos entre o TMD e a chaminé. Um desenho esquemático das dimensões finais do TMD é apresentado na Figura 7.24.

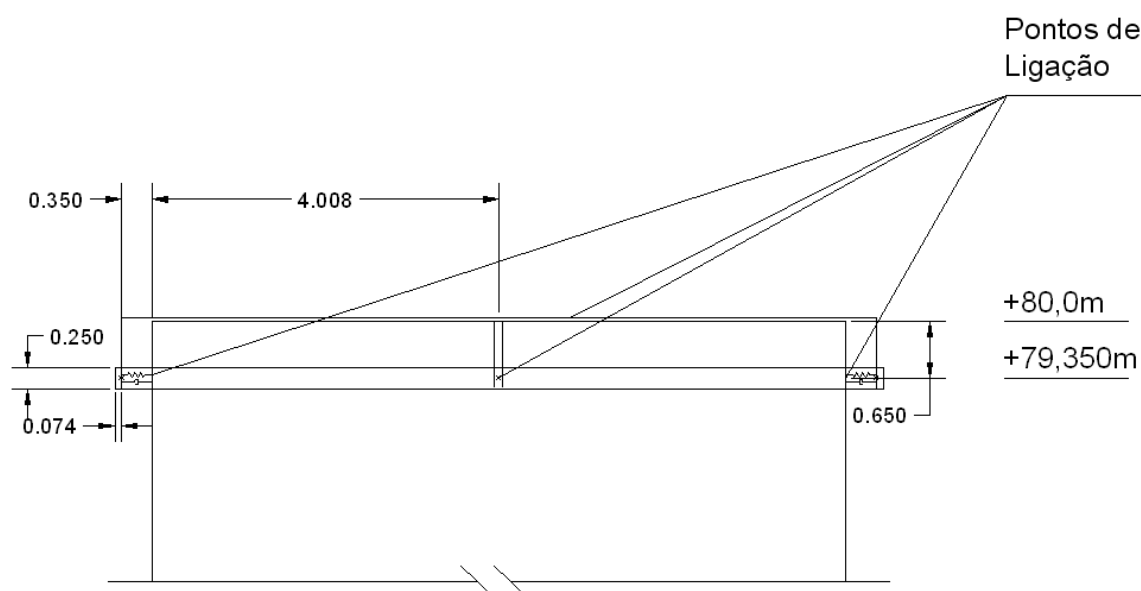


Figura 7.24 – Esquema ilustrativo do TMD dimensionado

Na Figura 7.25 é apresentada a resposta da estrutura à introdução do TMD. Como é possível concluir, as tensões impostas pela presença do amortecedor são muito reduzidas.

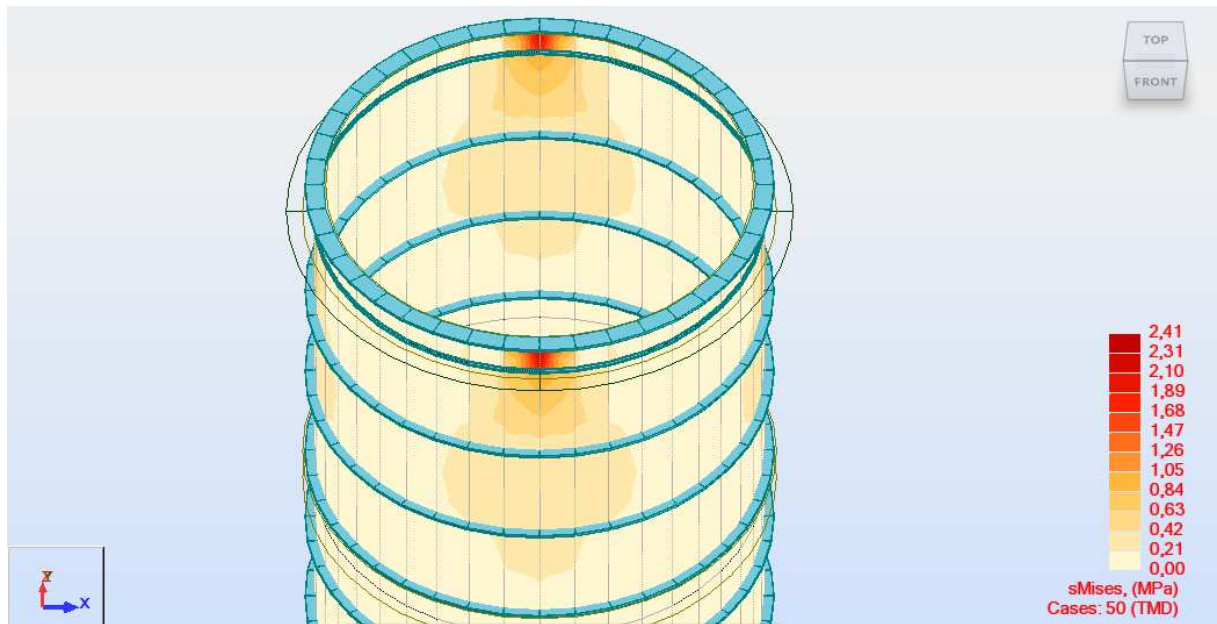


Figura 7.25 – Tensões (valores característicos) geradas pela introdução do TMD na chaminé metálica

8

CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

8.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação teve como principal objectivo o estudo e dimensionamento de um sistema de massas sintonizadas para uma chaminé metálica de forma a atenuar possíveis problemas provenientes da acção do vento. Nesse sentido, com a evolução da tese, foram adquiridos conhecimentos na área da Engenharia do Vento e na área dos Sistemas de Controlo de Vibrações em Estruturas (nomeadamente na compreensão do funcionamento de um TMD).

De seguida sistematizam-se os principais resultados obtidos em cada um dos capítulos do presente trabalho.

No capítulo 2 foi apresentado um estado de arte sobre chaminés metálicas. Foi apresentado um dos mais recentes desenvolvimentos neste tipo de estruturas (chaminés solares) e foram referidos os principais problemas que este tipo de estruturas acarreta. Por último, foram ainda apresentados alguns dispositivos de controlo de vibrações em estruturas deste tipo.

No capítulo 3 foram apresentados alguns conceitos importantes relacionados com a Engenharia do Vento. Uma vez que uma exploração pormenorizada de um tema como este não é condicente com um trabalho desta envergadura, foram introduzidos, de forma resumida, os temas que possuíram uma relevância directa na realização do presente trabalho.

No capítulo 4 foram apresentados os diferentes tipos de sistemas para redução de vibração em estruturas. Foi feita referência às categorias existentes: sistemas activos, passivos, mistos e híbridos, e foram apresentados exemplos de aplicação em correspondência. Neste capítulo foram ainda abordados, de forma mais detalhada, os amortecedores de massas sintonizadas. Foram apresentadas os raciocínios subjacentes à obtenção das equações óptimas para afinação de um supressor de vibrações e de um TMD numa estrutura sem (ou com baixo) amortecimento, os ábacos para dimensionamento de um TMD numa estrutura com amortecimento e, por último, as fórmulas propostas por Villaverde para uma estrutura sujeita à acção sísmica. Foi ainda apresentado um ensaio experimental em que se compararam as respostas de um pórtico equipado com um TMD sintonizado para uma acção sísmica e um outro sintonizado para uma acção harmónica, sujeita a três sismos com conteúdos espectrais diferentes.

No quinto capítulo foi apresentada toda a informação necessária para a realização do dimensionamento da chaminé metálica. É importante referir que este dimensionamento partiu de desenhos em fase de pré-dimensionamento contidos no caderno de encargos, os quais foram seguidos o mais fielmente possível. No entanto, este facto levou a que não fosse possível obter uma maior

eficácia estrutural (tal como descrito em 7.3.4) Esta situação poderá, no entanto, ser justificada por algum condicionante do local de implementação da estrutura. Neste capítulo foram ainda apresentados os resultados obtidos através de cálculo automático e apresentados alguns desenhos finais da estrutura.

No capítulo 6 foram apresentadas as características dinâmicas dos dois modelos estudados, nomeadamente os seus modos de vibração.

No capítulo 7 foi apresentada a análise, no domínio do tempo, dos efeitos de rajada tendo por base dois modelos de cálculo envolvendo diferentes valores de rigidez dos anéis de reforço. Nesse sentido, foram gerados, por direcção, 10 lotes de séries temporais, com conteúdo espectral entre 0 e 5Hz. Através desta análise verificou-se a necessidade de introdução de um sistema de redução de vibrações devido aos valores elevados de deslocamento e aceleração verificados. Foi concluído também que, com a introdução de anéis de rigidez com maior inércia (modelo B), houve uma diminuição da aceleração verificada no topo da chaminé tanto na direcção de incidência do vento como na direcção transversal. A diminuição foi bastante mais acentuada para as acelerações transversais (reduções superiores a 90%), o que demonstra a importância do aumento da frequência dos modos de ovalização para valores considerados praticamente fora do conteúdo espectral de actuação da acção dinâmica do vento. Com a introdução do TMD no modelo B foi obtido um deslocamento e aceleração longitudinal, em valores médios máximos absolutos, de 0,107m e 1,587m/s², o que corresponde a uma diminuição média de 20% e 77%, e de 27% e 72% para os modelos A e B, respectivamente.

8.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Com o contínuo desenvolvimento de materiais cada vez mais resistentes, é de esperar o aparecimento de estruturas cada vez mais leves e flexíveis. No caso concreto de chaminés metálicas, é expectável a adopção de chapas metálicas com menores espessuras. Este facto poderá potenciar um agravamento da resposta da estrutura à acção do vento, tanto a nível de efeitos de rajada com a nível de fenómenos aeroelásticos.

Uma situação que, embora já referida em alguma bibliografia [8.1, 8.2], ainda não possui relevância na maioria das situações é a contabilização do segundo modo de vibração das chaminés na acção dinâmica do vento. No entanto, uma vez que a tendência futura passará por tornar as estruturas mais leves, esta poderá ser uma situação a ter em conta em situações posteriores.

A construção de chaminés mais esbeltas, e portanto mais susceptíveis aos efeitos dinâmicos do vento implicará seguramente uma utilização crescente de sistemas de controlo, particularmente dos baseados em TMDs. O facto de a eficiência destes sistemas estar fortemente condicionada pela sua correcta sintonização em frequência, implica a necessidade de observação e caracterização dinâmica com um elevado nível de rigor. Nesse sentido, uma solução para controlo das estruturas poderá envolver a introdução de sistemas de monitorização. Através de um acompanhamento constante das características da estrutura será possível compreender o modo de funcionamento da mesma e se o seu comportamento diverge do estimado em fase de projecto. Para além disso, será possível proceder a afinações decorrentes do conhecimento obtido através da monitorização.

BIBLIOGRAFIA

- Capítulo 2:
- 2.1. Proclira, E., *Poluição Atmosférica e Camada de Ozono - Módulo 5*. 2007.
- 2.2. Angelides, M. and L. Zannaki, *Design of a 61m Steel Chimney under Combined Earthquake and Wind Loading*. CICIND REPORT, 2005. **21**(2).
- 2.3. Schlaich, J., et al., *Design of Commercial Solar Updraft Tower Systems – Utilization of Solar Induced Convective Flows for Power Generation*
- 2.4. Schlaich, J., *Tension structures for solar electricity generation*. Engineering Structures, 1999. **21**.
- 2.5. Partner, S.B.u., *The solar chimney*. 2002.
- 2.6. Wikipédia. *List of tallest chimneys in the world*. [cited 2011; Available from: http://en.wikipedia.org/wiki/List_of_tallest_chimneys_in_the_world].
- 2.7. CICIND, *Model Code for Steel Chimneys*. 2002.
- 2.8. CEN, *EN 13084 - 1: Chaminés Industriais Auto-sustentadas (Parte 1: Requisitos Gerais)*. Comité Europeen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2002.
- 2.9. ASME, *ASME STS-1-2006 - Steel Stacks*. 2006.
- 2.10. Oudin, G., *The incompatibility of a stack design to the equipment it serves*. 2004.
- 2.11. Tranvik, P. and G. Alpsten, *Dynamic Behaviour under Wind Loading of a 90 m Steel Chimney*. 2002.
- 2.12. CEN, *Eurocode 3 : Design of steel structures - Part 3.2 : Towers, masts and chimneys – Chimneys (EN 1993-3-2: 2004)*. Comité Europeen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2004.
- 2.13. Dyrbye, C. and S.O. Hansen, *Wind loads on structures*. 1999, Chichester: John Wiley.
- 2.14. CEN, *Eurocódigo 1 - Acções em Estruturas - Parte 1-4: Acções Gerais - Acções do Vento (EN 1991-1-4)*. Comité Europeen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2010.
- 2.15. Holmes, J.D., *Wind Loading of Structures*. 2001.
- 2.16. Bastos, F.J.D.d.C., *Estudo do Comportamento Dinâmico de Estruturas Esbeltas Sob os Efeitos de Rajada*. 2008, FEUP: Porto.
- 2.17. Hansen, S.O., *Vortex-induced vibrations of line-like structures*. CICIND REPORT, 1998. **15**(1).
- 2.18. Verwiebe, C., *Fatigue problems of steel chimneys due to vortex excited vibrations in the second mode*. CICIND REPORT, 2004. **20**(2).
- 2.19. Sockel, H., *Wind-excited vibrations of structures*. 1994: Springer - Verlag.
- 2.20. Simonovic, A.M., S.N. Stupar, and O.M. Pekovic, *Stress Distribution as a Cause of Industrial Steel Chimney Root Section Failure*. FME Transactions 2008. **36**(3).

- 2.21. Konte, H.v., *Reinforcement around the openings of steel chimneys*. CICIND REPORT, 2005. **21**(1).
- 2.22. Kumar, R.A., C.-H. Sohn, and B.H.L. Gowda, *Passive control of vortex-induced vibrations: an overview*. 2008.
- 2.23. Zdravkovich, M.M., *Review and classification of various aerodynamic and hydrodynamic means for suppressing vortex shedding*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1980. **7**.
- 2.24. Rana, R., *Response control of structures by tuned mass dampers and their generalizations*, in *Eleventh World Conference On Earthquake Engineering*. 1996.
- 2.25. ATLAS, *Guide to the Inspection of Single Flue Industrial Steel Chimneys*. 2004.

▪ Capítulo 3:

- 3.1. Dyrbye, C. and S.O. Hansen, *Wind loads on structures*. 1999, Chichester: John Wiley.
- 3.2. Holmes, J.D., *Wind Loading of Structures*. 2001.
- 3.3. Sockel, H., *Wind-excited vibrations of structures*. 1994: Springer - Verlag.
- 3.4. Cremona, C. and J.-C. Foucriat, *Comportement au Vents des Ponts*, ed. P.d.l.é.n.d.P.e. Chaussées. 2002.
- 3.5. Simiu, E. and R.H. Scanlan, *Wind effects on structures*. 3rd Edition ed. 1996: John Wiley & Sons, Inc.
- 3.6. Mendes, P.A.M., *Modelação numérica do comportamento aerodinâmico de estruturas esbeltas*. 1994, Instituto Superior Técnico: Lisboa.
- 3.7. Bastos, F.J.D.d.C., *Estudo do Comportamento Dinâmico de Estruturas Esbeltas Sob os Efeitos de Rajada*. 2008, FEUP: Porto.
- 3.8. CEN, *Eurocódigo 1 - Acções em Estruturas - Parte 1-4: Acções Gerais - Acções do Vento (EN 1991-1-4)*. Comité Europeen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2010.
- 3.9. Cunha, Á., *Dinâmica Estrutural Estocástica - Aplicações à engenharia sísmica*. 1990, FEUP: Porto.
- 3.10. Hoven, I.V.d., *Power spectrum of horizontal wind speed in the frequency range from 0,0007 to 900 cycles per hour*. Journal of Meteorology, 1956. **14**.
- 3.11. Hansen, S.O., *Vortex-induced vibrations of line-like structures*. CICIND REPORT, 1998. **15**(1).
- 3.12. Paidoussis, M.P., S.J. Price, and S.-Y. Ang, *Ovalling oscillations of cylindrical shells in cross-flow: a review and some new results*. Journal of Fluids and Structures, 1988.
- 3.13. Katsura, S., *Wind-excited ovalling vibration of a thin circular cylindrical shell*. Journal of Sound and Vibration, 1985.
- 3.14. Paidoussis, M.P. and C. Helleur, *On ovalling oscillations of cylindrical shells in cross-flow*. Journal of Sound and Vibration, 1979.
- 3.15. Dooms, D., et al., *Wind induced vibrations of thin-walled cylindrical structures*. 2004.

- 3.16. Paidoussis, M.P., et al., *Ovalling of chimneys: induced by vortex shedding or self-excited?* Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1983.
 - 3.17. Uematsu, Y., et al., *Ovalling oscillations of thin circular cylindrical shells in a cross flow.* Journal of Fluids and Structures, 1988.
- Capítulo 4:
- 4.1. Moutinho, C., A. Cunha, and E. Caetano, *Implementation of an Active Mass Damper to Control Vibrations in a “Lively” Footbridge*, in *iii ecomas thematic conference on smart structures and materials*. 2007: Polónia.
 - 4.2. Moutinho, C., *Controlo Passivo e Activo de Vibrações em Pontes de Peões*. 1998, FEUP: Porto.
 - 4.3. Moutinho, C., *Controlo de vibrações em estruturas de engenharia civil*. 2007, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto.
 - 4.4. Ali, M.M. and K.S. Moon, *Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects*. Architectural Science Review, 2007. **50.3**.
 - 4.5. Park, W., N.-H. Kim, and D.-H. Ha, *Application and r&d of active, semi-active and hybrid vibration control techniques for civil structures in Korea*, in *Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibrations of Structures* 2001: Assisi, Itália.
 - 4.6. Haskell, G. and D. Lee, *Fluid Viscous Damping as an Alternative to Base Isolation*.
 - 4.7. Taylor, D. and P. Duflor, *Fluid Viscous Dampers Used for Seismic Energy Dissipation in Structures*.
 - 4.8. Miguel, L.F.F. and J.D. Riera, *Controle de Vibrações de Estruturas Utilizando Amortecedores por Atrito*. Rev. Int de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil **8**.
 - 4.9. Moutinho, C., et al., *Implementation of a Dynamic Monitoring System at Coimbra Footbridge*.
 - 4.10. Chang, C.C., *Mass dampers and their optimal designs for building vibration control*. Engineering Structures, 1999.
 - 4.11. Rana, R., *Response Control of Structures by Tuned Mass Dampers and Their Generalizations*, in *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*. 1996.
 - 4.12. Hartog, J.P.D., *Mechanical Vibrations*. 4^a ed. 1956: McGraw-Hill Book Company, Inc.
 - 4.13. Paredes, M.M., *Utilização de Amortecedores de Massas Sintonizadas no Controlo de Vibrações em Estruturas* 2008, Faculdade de Engenharia Civil do Porto: Porto.
 - 4.14. Bachmann, H. and B. Weber, *Tuned Vibrations for Lively Structures*. Structures. Structural Engineering International, 1995. **5**.
 - 4.15. Villaverde, R., *Seismic Control of Structures with Damped Resonant Appendages*.
 - 4.16. Villaverde, R. and N.M. Newmark, *Seismic Response of Light Attachment to Buildings*. 1980.
 - 4.17. Moutinho, C., Á. Cunha, and E. Caetano, *Análise Experimental da Eficiência de TMDs para a Atenuação da Resposta Sísmica de Estruturas de Edifícios* in *SÍSMICA 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica* 2004: Guimarães, Portugal.

- 4.18. Karna, T., *Damping methods to mitigate wind-induced vibrations*. Journal of Structural Mechanics, 2009. **42**(1).
- 4.19. Ricciardelli, F., *On the amount of tuned mass to be added for the reduction of the shedding-induced response of chimneys*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2001. **89**.

▪ Capítulo 5:

- 5.1. CEN, *EN 13084 - 1: Chaminés Industriais Auto-sustentadas (Parte 1: Requisitos Gerais)*. Comité Europeen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2002.
- 5.2. CEN, *Eurocódigo - Bases para o Projecto de Estruturas (EN 1990)*. Comité Europeen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2009.
- 5.3. CEN, *Eurocódigo 1: Acções em Estruturas - Parte 1-4: Acções Gerais - Acções do Vento (EN 1991-1-4)*. Comité Europeen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2010.
- 5.4. CEN, *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 3.2 : Towers, masts and chimneys – Chimneys (EN 1993-3-2: 2004)*. Comité Europeen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2004.
- 5.5. CEN, *Eurocódigo 3: Projecto de Estruturas em Aço - Parte 1-2: Regras Gerais - Verificação da Resistência ao Fogo (EN 1993-1-2)*. Comité Europeen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2010.
- 5.6. Autodesk, I., *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2011*. 2010: EUA.
- 5.7. Young, W.C., *Roark's Formulas for Stress & Strain*. 1989: McGraw-Hill International Editions.
- 5.8. Freitas, J.M., *Apontamentos Enfunamento*.
- 5.9. CICIND, *Model Code for Steel Chimneys*. 2002.
- 5.10. CEN, *Eurocódigo 3: Projecto de Estruturas de Aço - Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios (EN 1993-1-1)*. Comité Europeen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2010.
- 5.11. CEN, *Eurocódigo 3: Projecto de Estruturas de Aço - Parte 1-8: Projecto de Ligações (CEN, EN 1993-1-8)*. Comité Europeen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2010.
- 5.12. N. J. Hoff, T.C.S., *Buckling of Axially Compressed Circular Cylindrical Shells with Non-Uniform Boundary Conditions*, in *Symposium at University of Swansea School of Engineering, 11-14th September 1967*. 1969, Crosby Lockwood & Son Ltd: Londres.
- 5.13. CEN, *Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures (EN 1993-1-6)*. Comité Europeen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2007.

▪ Capítulo 6:

- 6.1. Autodesk, I., *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2011*. 2010: EUA.

▪ Capítulo 7:

- 7.1. Bastos, F.J.D.d.C., *Estudo do Comportamento Dinâmico de Estruturas Esbeltas Sob os Efeitos de Rajada*. 2008, FEUP: Porto.
- 7.2. Mathworks, *MATLAB R2010a*. 2010: Natick, Massachussets.
- 7.3. CEN, *Eurocódigo 1 - Acções em Estruturas - Parte 1-4: Acções Gerais - Acções do Vento (EN 1991-1-4)*. Comité Europeen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2010.
- 7.4. Autodesk, I., *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2011*. 2010: EUA.
- 7.5. Clough, R.W. and J. Penzien, *Dynamics of Structures*. 1995: McGraw Hill.
- 7.6. Dyrbye, C. and S.O. Hansen, *Wind loads on structures*. 1999, Chichester: John Wiley.
- 7.7. Bachmann, H. and B. Weber, *Tuned Vibrations for Lively Structures*. Structures. Structural Engineering International, 1995. 5.
- 7.8. Hartog, J.P.D., *Mechanical Vibrations*. 4ª ed. 1956: McGraw-Hill Book Company, Inc.
- 7.9. Moutinho, C., *Controlo Passivo e Activo de Vibrações em Pontes de Peões*. 1998, FEUP: Porto.
- 7.10. CEN, *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings (EN 1998-1)*. Comité Europeen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2010.
- 7.11. CEN, *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake resistance - Part 6: Towers, Masts and Chimneys (EN 1998-6)*. Comité Europeen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2005.

▪ Capítulo 8:

- 8.1. Sockel, H., *Wind-excited vibrations of structures*. 1994: Springer - Verlag.
- 8.2. Verwiebe, C., *Fatigue problems of steel chimneys due to vortex excited vibrations in the second mode*. CICIND REPORT, 2004. 20(2).

ANEXO A.1

No presente anexo é apresentado um programa de inspecções para uma chaminé do tipo “single flue” [A.1.1].

Table 2 – Recommended Inspection Scheme for Externally Insulated Chimneys
(See also paragraph 13, point 4)

Annually

- Remove all accumulated deposits within base of stack whilst assuring compliance with COSHH Regulations (can be done by chimney owner).
- Carry out electrical continuity checks and resistance to earth measurements on any installed lightning conductor system.

Biannually

All Annual items +

- Carry out a detailed inspection of the insulation and cladding to determine its overall effectiveness and resistance to rainwater ingress.
- If internal access is possible, carry out a full inspection and take ultra-sonic measurements at sufficient locations to determine if any significant loss of section has occurred. (Confined Space Regulations may apply).
- If internal access is not possible cut out apertures through cladding and carry out ultra sonic thickness survey. Locations to be selected to coincide with known vulnerable areas (above flange joints, insulation collars, base plates and duct entries) and also at random intervals throughout the height of the structure. Thickness readings to be carefully plotted to match each inspection window for future comparison. Ensure that inspection apertures are adequately sealed against water ingress on completion of inspection.
- Remove flange cover boxes, where fitted, and inspect flange joints for leakage.
- Tap all flange bolts and holding down bolts with a hammer to “sound” for any evidence of cracking.
- Check torque settings of all bolts.
- Closely examine any installed lightning protection system for compliance with current standards and signs of physical damage.

4 Yearly

All Annual and Biannual items +

- Remove 2 bolts from each flange (or from most stressed flanges where adequate design drawings are available) for microscopic examination for defects. Bolts should then be tested for ultimate tensile failure for comparison against rated value of new bolts.

8 Yearly

All Annual, Biannual and 4 Yearly items +

- If internal access to stack is not possible remove all external cladding and insulation to enable a detailed ultra sonic thickness survey to be undertaken throughout the full height and circumference of the structure. ***Note.** This procedure should also be considered if no design details are available and/or the stack has not been inspected to the required detail in accordance with the recommended time periods described in this document.
- Carry out ultra-sonic survey on bolts securing stack to foundation to determine extent of any corrosion present.

BIBLIOGRAFIA

- Anexo A.1

A.1.1. ATLAS, *Guide to the Inspection of Single Flue Industrial Steel Chmineys*. 2004.