



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Universidade Técnica de Lisboa

Vibrações Induzidas pelo Vento em Edifícios Altos

Critérios de Conforto

Maria Teresa Queiroga Ferreira Montalvão

Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Júri

Presidente: Prof. Doutor José Manuel Matos Noronha da Câmara

Orientador: Prof. Doutor João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida

Vogal: Prof. Luís Manuel Coelho Guerreiro

Outubro de 2009

VIBRAÇÕES INDUZIDAS PELO VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS

CRITÉRIOS DE CONFORTO

Maria Teresa Queiroga Ferreira Montalvão

Mestrado em Engenharia Civil

Orientador: Prof. Doutor João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida

Prova Concluída em Outubro de 2009

Resumo

O conforto dos ocupantes de edifícios altos depende da observância de certos limites de acelerações induzidas pela acção do vento. A natureza subjectiva da percepção e da tolerância das vibrações provocadas nos seres humanos, assim como, as incertezas associadas aos parâmetros de verificação do conforto dos ocupantes, tem levado à ausência de critérios de conforto humano perfeitamente estabelecidos e internacionalmente aceites. Neste documento são abordados os limites admissíveis para essas vibrações e os critérios de conforto dos ocupantes que têm sido geralmente adoptados para a avaliação destes efeitos em edifícios altos induzidos pelo vento.

Para reduzir as consequências das acções do vento e os seus efeitos no movimento dos edifícios altos, são avaliados alguns dos melhoramentos nas características aerodinâmicas e nas configurações estruturais, tendo como principal objectivo eliminar o fenómeno de desprendimento de vórtices. A utilização de dispositivos complementares de amortecimento constitui, ainda, outra forma de atenuar os movimentos dos edifícios e reduzir a acção do vento. Neste documento descreve-se ainda alguns destes dispositivos, mostrando várias aplicações em diferentes edifícios.

Para a avaliação da aceleração do topo dos edifícios, induzida pelo vento, referem-se brevemente alguns dos métodos gerais mais utilizados, como os baseados nas técnicas de computação dinâmica de fluidos, os testes *high frequency force balance*, *high frequency pressure integration*, modelos aeroelásticos e testes para números de Reynolds altos.

Face à importância da avaliação destas acelerações sob o ponto de vista prático, dois documentos normativos internacionais são apresentados, por meio de uma comparação analítica e numérica. A comparação numérica foi realizada aplicando dois casos de estudo a ambos os regulamentos.

Palavras-Chave:

Edifícios Altos; Efeitos da acção do Vento; Aceleração dos Pisos; Conforto Humano

WIND-INDUCED TALL BUILDINGS VIBRATION

OCCUPANT COMFORT CRITERIA

Maria Teresa Queiroga Ferreira Montalvão

Master in Civil Engineering

Advisor: Doutor João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida

Completed in October 2009

Abstract

Modern tall buildings are expected to meet certain acceleration limits to ensure occupant comfort due to building motions. The subjective nature of human perception of vibration and tolerance of wind-induced tall building vibration, and, the uncertainty associated with the parameters in the occupant comfort checking procedure lead to the currently no single internationally accepted occupant comfort serviceability criteria. In this document, building vibration acceptability and occupant comfort criteria that have been commonly adopted for the assessment of occupant comfort in wind-excited tall buildings are outlined.

In order to reduce wind loads and their effect on tall building motions, various shaping strategies and structural configuration are discussed with recent application, aimed particularly at suppression of vortex shedding since it is frequently the cause of crosswind excitation. The use of supplementary damping systems is another approach that takes the energy out of building motions and reduces loads. Therefore, this document also presents a few auxiliary damping devices and describes different applications of these damping systems on several buildings.

For the assessment of the wind-induced acceleration on the top of tall buildings a few methods are discussed, such as, computational fluid dynamics and wind tunnel experiences, that include the high frequency force balance tests, high frequency pressure integration tests, aeroelastic modeling and high Reynolds number tests.

In light of the significance of the assessment acceleration on the top of a tall building, two international codes are discussed, through an analytical and numerical comparison. The latter was made applying two real case studies on both codes.

Keywords:

Tall Building; Wind Load Effects; Floor Acceleration; Human Comfort

AGRADECIMENTOS

O meu agradecimento àqueles que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho, em particular:

Ao Professor João Almeida, um especial agradecimento pela sua orientação, pela disponibilidade demonstrada e pela cedência de elementos necessários à elaboração do trabalho.

Ao Engenheiro Ricardo Camarinha que desde o princípio se mostrou muito empenhado em ajudar e que sempre demonstrou disponibilidade para auxiliar, tanto nos temas da especialidade, como nas questões técnicas.

À minha família que me permitiu chegar ao final deste longo ciclo e que certamente me apoiará na continuidade de trabalhos futuros, em especial aos meus pais, irmãos e ao Francisco.

“In the case of high buildings, the frame must be designed to resist wind pressures with sufficient stiffness to keep the vibration caused by wind within limits that inspire the occupants with confidence in the strength of the structure.”

Cushman Coyle’s (1929), *American Architect*

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	v
ÍNDICE GERAL	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
ÍNDICE DE TABELAS	xv
LISTA DE ABREVIATURAS.....	xvi
SIMBOLOGIA	xvii
Capítulo 1_INTRODUÇÃO	1
1.1 Contexto temático.....	1
1.2 Objectivo.....	4
1.3 Estrutura da dissertação	4
Capítulo 2_CRITÉRIOS DE CONFORTO EM EDIFÍCIOS ALTOS	7
2.1 Aceleração de PICO vs RMS	7
2.1.1 Fenómeno de vibração em edifícios altos.....	7
2.1.2 Especificação do nível de pico da aceleração – PICO	10
2.1.3 Especificação do valor quadrático médio da aceleração – RMS.....	10
2.1.4 Discussão entre as duas especificações	11
2.2 Percepção das Vibrações e Nível de Tolerância	14
2.3 Critérios de Dimensionamento e Práticas Internacionais	16
2.3.1 Parâmetros de Sensibilidade aos Efeitos das Vibrações.....	16
2.3.2 Avaliação dos critérios de conforto dos ocupantes.....	19
Capítulo 3_PARÂMETROS ASSOCIADOS AOS CRITÉRIOS DE CONFORTO.....	23
3.1 Velocidade do Vento	24
3.1.1 Intervalos de Registo.....	24
3.1.2 Período de Retorno	25
3.2 Amortecimento	28
3.2.1 Dimensionamento Estrutural	29
3.2.2 Melhoramento das Características Aerodinâmicas.....	31
3.2.3 Dispositivos Complementares de Amortecimento	34
Capítulo 4_AVALIAÇÃO DAS ACELERAÇÕES INDUZIDAS PELO VENTO	43
4.1 Fenómeno do Vento – Princípios Básicos	43

4.2	Métodos para a Avaliação das Acelerações em Edifícios Altos	44
4.2.1	Computação Dinâmica de Fluidos	44
4.2.2	Testes em Túnel de Vento	45
4.2.3	Testes para números de Reynolds altos.....	50
4.3	Comparação entre o CEB <i>Bulletin D'Information</i> N° 209 e o EN 1-4	52
4.3.1	Caracterização do vento em escoamento livre	53
4.3.2	Caracterização <i>along- wind</i> da acção do vento	54
4.3.3	Máxima aceleração de um edifício na direcção <i>along-wind</i>	59
4.3.4	Caracterização <i>vortex-shedding</i> da acção do vento	60
Capítulo 5_CASOS DE ESTUDO		65
5.1	Caso de Estudo 1	65
5.1.1	Descrição e caracterização dinâmica do edifício do Caso de Estudo 1	65
5.1.2	Caracterização do vento em escoamento livre	67
5.1.3	Caracterização <i>along- wind</i> da acção do vento	68
5.1.4	Máxima aceleração de pico do edifício na direcção <i>along-wind</i>	71
5.1.5	Caracterização <i>vortex-shedding</i> da acção do vento	73
5.2	Caso de Estudo 2	73
5.2.1	Descrição e caracterização dinâmica do edifício do Caso de Estudo 2	73
5.2.2	Caracterização do vento em escoamento livre	74
5.2.3	Caracterização <i>along- wind</i> da acção do vento	74
5.2.4	Máxima aceleração de Pico do edifício na direcção <i>along-wind</i>	75
5.2.5	Caracterização <i>vortex-shedding</i> da acção do vento	76
5.3	Análise e Avaliação das Acelerações Obtidas.....	78
5.4	Variações Realizadas no Edifício do Caso de Estudo 1	80
5.4.1	Categorias do Terreno.....	80
5.4.2	Configuração do Modo	80
5.4.3	Massa Volúmica do Edifício	81
5.4.4	Secção do Edifício.....	81
5.4.5	Dispositivo Complementar de Amortecimento - TMD	82
Capítulo 6_O EDIFÍCIO COM MAIOR ALTURA, EM FASE DE PROJECTO		83
Capítulo 7_CONCLUSÃO		87

Capítulo 8_REFERÊNCIAS 91

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura1-1: Fotografias das Pirâmides de <i>Guiza</i> , à esquerda, Templos de <i>Tikal</i> , no centro e <i>Qutb Minar</i> , à direita.....	1
Figura 1-2: Concepção estrutural de um edifício sujeito a forças laterais (Taranath)	2
Figura 2-1: Fenómenos dinâmicos induzidos pelo vento (CEB Bulletin D'Information N° 209 - Vibration Problems in Structures).....	8
Figura 2-2: Formação da estrada de Von Karman num escoamento que atravessa uma secção circular (Courtesy, Cesareo de La Rosa Siqueira).....	8
Figura 2-3: Regimes de escoamento em torno de um cilindro (Holmes, 2007)	9
Figura 2-4: Bandas estreitas de vibrações, estando os valores <i>RMS</i> à esquerda e de pico à direita (Boggs, 1995)	12
Figura 2-5: Comparação da média dos limiares de percepção das vibrações para oscilações sinusoidais ou aleatórias (Kwok, 2009).....	15
Figura 2-6: Comparação dos critérios de conforto dos ocupantes para um período de retorno de 1 ano (Kwok, 2009)	21
Figura 3-1: Propagação das incertezas associadas aos parâmetros do conforto humano (Bashor & Kareem, 2009).....	23
Figura 3-2: Efeito dos desprendimentos de vórtices na resposta de um edifício (Irwin, Kilpatrick, & Frisque, Friend or Foe, Wind at Height, 2008)	28
Figura 3-3: Representações esquemáticas e imagens dos edifícios <i>Melbourne Tower</i> e <i>Plaza Rakyat</i> (Kareem, Kijewski, & Tamura, 1999)	30
Figura 3-4: Fotografias dos edifícios <i>John Hancock Center</i> , <i>World Trade Center Towers</i> e <i>Shear Tower</i>	31
Figura 3-5: Topo e corpo do edifício <i>Jin Mao</i> , à esquerda, e <i>Petronas Towers</i> , à direita	33
Figura 3-6: Imagem da <i>Russia Tower</i> , à esquerda, <i>Lotte Super Tower</i> e <i>Burj Dubai</i> , no centro e <i>Shanghai World Financial Center</i> , à direita (Xie & Kelly, Wind Engineering Studies for Super-tall Buildings, 2009).....	33
Figura 3-7: Esquema de um dispositivo do tipo Passivo, Semi-Activo ou Activo, respectivamente da esquerda para a direita, onde Con: controlador; a: actuador; EX: excitação e S: sensor (Kareem, Kijewski, & Tamura, 1999)	34
Figura 3-8: Esquemas do TMD utilizado no edifício <i>Taipai 101</i> e uma fotografia deste (Irwin, Kilpatrick, & Frisque, Friend or Foe, Wind at Height, 2008).....	35
Figura 3-9: Esquema do TMD aplicado no edifício <i>Bloomberg Tower</i> e a sua fotografia (Irwin, Kilpatrick, & Frisque, Friend or Foe, Wind at Height, 2008).....	36
Figura 3-10: Funcionamento do sistema TSD	36
Figura 3-11: Representação esquemática e modelo do sistema TSD com grelhas (Irwin, Kilpatrick, & Frisque, Friend or Foe, Wind at Height, 2008).....	37
Figura 3-12: Fotografia do edifício <i>One Rincon Hill</i> e dois esquemas do funcionamento do TSD aplicado	37

Figura 3-13: Fotografia do edifício <i>Random House</i> , esboços e representação esquemática do TLCD aplicado (Tamboli, FASCE, Joseph, Vadnere, & Xu, 2008)	38
Figura 3-14: Representação esquemática de um aparelho VED, à esquerda e VD, à direita ...	38
Figura 3-15: Fotografia do edifício <i>Herbis Osaka</i> , à direita, uma das unidades HMD instaladas no edifício <i>Landmark Tower</i> , no centro, e a sua fotografia, à esquerda.....	39
Figura 4-1: <i>China Central Television Headquarters</i> – Modelo em Túnel de Vento e fotografia (Xie & To, Design-Oriented Wind Engineering Studies New China Central Television Headquarters, 2008)	48
Figura 4-2: <i>Burj Dubai</i> – modelo aeroelástico à escala 1:500, à esquerda, modelo à escala 1:50 da parte de cima do edifício para testes de números de Reynolds altos e fotografia em construção, à direita (Baker, Pawlikowski, & Young, 2009).....	49
Figura 4-3: Variação do número de Reynolds com o ângulo de incidência da acção do vento (Xie & Kelly, Wind Engineering Studies for Super-tall Buildings, 2009).....	51
Figura 4-4: Gráficos do Bulletin D'information N°209 que permitem o cálculo dos parâmetros R , B , s e F (CEB Bulletin D'Information N° 209 - Vibration Problems in Structures)	56
Figura 5-1: Representação esquemática da planta do edifício do caso de estudo 1 e 2	66
Figura 5-2: Frequência fundamental de edifícios altos (CEB Bulletin D'Information N° 209 - Vibration Problems in Structures).....	67
Figura 5-3: Parâmetros contabilizados no Factor de Rajada para o caso de estudo1	69
Figura 5-4: Configuração do modo fundamental de flexão em edifícios, torres e chaminés em consola a partir do solo (EN 1991-1-4)	72
Figura 5-5: Curva respeitante ao limite das acelerações sentidas nos edifícios, estipulada pela ISO 6897, e representação das acelerações obtidas para o edifício do caso de estudo 1 e 2 (ISO 6897)	79
Figura 5-6: Coeficiente de redução ψ_r para uma secção transversal quadrada com cantos arredondados	82
Figura 6-1: Divisão do edifício permite o vento atravessar no interior da torre	83
Figura 6-2: Configuração.....	84
Figura 6-3: Representação esquemática dos elementos verticais, à esquerda, e das treliças “ <i>belt</i> ”, à direita (Mitcheson-Low, Rahimian, & Dennis, 2009).....	85
Figura 6-4: Análise CFD, à esquerda, e teste HFFB, à direita (Mitcheson-Low, Rahimian, & Dennis, 2009)	85

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3-1: Tempos médios dos diferentes regulamentos (Zhou, Kijewski, & Kareem, 2002) ..	25
Tabela 3-2: Minimização das vibrações estruturais – dispositivos complementares de amortecimento (Kareem, Kijewski, & Tamura, 1999).....	29
Tabela 3-3: Procedimentos para reduzir as excitações dos edifícios provocadas pela acção do vento (Irwin, Kilpatrick, & Frisque, Friend or Foe, Wind at Height, 2008)	32
Tabela 4-1: Comprimento de correlação efectivo L_j em função da amplitude de vibração $yF(s_j)$ (EN 1991-1-4).....	61
Tabela 4-2: Coeficiente de força lateral c_{lat} em função do rácio de velocidade crítica do vento, $v_{crit,i} / v_{m,li}$ (EN 1991-1-4)	62
Tabela 5-1: Descrição do edifício do caso de estudo 1	65
Tabela 5-2: Caracterização dinâmica do caso de estudo 1 – Modos de vibração e participações modais	65
Tabela 5-3: Descrição do edifício do caso de estudo 1	73
Tabela 5-4: Caracterização dinâmica do caso de estudo 2 – Modos de vibração e participações modais	74
Tabela 5-5: Parâmetros que caracterizam a acção do vento para o caso de estudo 2	74
Tabela 5-6: Força exercida pelo vento sobre o edifício do caso de estudo 2	74
Tabela 5-7: Parâmetros que caracterizam a resposta do edifício 2, na direcção do vento.....	75
Tabela 5-8: Valores da aceleração de pico máxima do edifício 2, na direcção do vento.....	75
Tabela 5-9: Parâmetros necessários para o cálculo da máxima aceleração do edifício 2, na direcção do vento	76
Tabela 5-10: Valores das forças horizontais máximas do edifício 2, na direcção perpendicular ao vento.....	78
Tabela 5-11: Valores das acelerações rms de ambos os casos de estudo, obtidas pelo EN 1991-1-4	79
Tabela 5-12: Acelerações rms do edifício 1, obtidas pelo EN 1991-1-4, para diferentes categorias de terreno	80
Tabela 5-13: Acelerações rms do edifício 1, obtidas pelo EN 1991-1-4, para diferentes configurações de modos	81
Tabela 5-14: Acelerações rms do edifício 1, obtidas pelo EN 1991-1-4, para diferentes massas volúmicas.....	81
Tabela 5-15: Acelerações rms do edifício 1, obtidas pelo EN 1991-1-4, para diferentes configurações da secção.....	82
Tabela 5-16: Acelerações rms do edifício 1, obtidas pelo EN 1991-1-4, antes e depois da aplicação do sistema TMD	82

LISTA DE ABREVIATURAS

CTBUH – “Council on Tall Buildings and Urban Habitat”

ASCE – “American Society of Civil Engineers”

FIB – “Fédération International du Béton”

RMS – “Root Mean Square” / Valor Quadrático Médio

ISO – “International Organization for Standardization”

AIJ-GEH – “Architectural Institute of Japan - Guidelines for Evaluation of Habitability”

TMD – “Tuned Mass Damper” / Amortecedor de Massa Sintonizada

TLD – “Tuned Liquid Damper” / Amortecedor de Movimento de Líquido

TLCD – “Tuned Liquid Column Damper” / Amortecedor de Movimento de Líquido em Coluna

TSD – “Tuned Sloshing Damper”

AMD – “Active Mass Damper” / Amortecedor de Massa Activo

HMD – “Hybrid Mass Damper” / Amortecedor Híbrido de Massa

VED – “Visco-Elastic Damper” / Amortecedor Visco-Elástico

VD – “Viscous Damper” / Amortecedor Viscoso

CFD – “Computational Fluid Dynamics” / Computação Dinâmica de Fluidos

HFFB – “High Frequency Force Balance”

HFPI – “High Frequency Pressure Integration”

SIMBOLOGIA

CEB Bulletin D'Information N°209

z_{rel} – altura de referência
 u_{10} – velocidade básica do vento
 $u_m(z)$ – velocidade média do vento
 α – coeficiente de rugosidade do terreno
 q_{m_rel} – pressão dinâmica à altura de referência
 q_{m_i} – pressão dinâmica aplicada numa dada área A_i
 W – força exercida pelo vento nas superfícies do edifício
 c_f – coeficiente de força
 φ – factor de rajada
 B – factor básico de rajada
 s – *size factor*
 F – *gust energy*
 f_e – frequência fundamental da estrutura
 Δ – decremento logarítmico de amortecimento
 a_{max_Bull} – aceleração máxima no topo do edifício
 y_{tot} – deslocamento do topo do edifício
 $v_{crit,i}$ – velocidade crítica do vento
 S_c – número de Scruton
 $Re(v_{crit,i})$ – número de Reynolds
 S_t – número de Strouhal
 c_L – coeficiente de amplificação aerodinâmico
 $F_w(s)$ – força que actua perpendicularmente à direcção do vento

Norma Europeia EN 1991-1-4

z_e – altura de referência
 v_b – velocidade básica do vento
 c_{dir} – coeficiente de direcção
 c_e – coeficiente de exposição
 $v_{b,0}$ – velocidade fundamental da velocidade básica do vento
 $v_m(z)$ – velocidade média do vento
 $c_r(z)$ – coeficiente de rugosidade do terreno

k_r – factor de terreno
 z_0 – comprimento de rugosidade definido para a classe de terreno pretendida
 $c_o(z)$ – coeficiente de orografia do terreno
 $q_p(z_e)$ - pressão dinâmica de pico à altura de referência
 F_w - força resultante exercida pelo vento
 c_f – coeficiente de força
 $c_{f,0}$ – coeficiente que depende da relação entre os lados da secção
 ψ_λ – parâmetro que contabiliza os efeitos tridimensionais do escoamento em torno do edifício
 ψ_r – coeficiente de redução para secções quadradas com cantos arredondados
 $c_s c_d$ – coeficiente estrutural
 B – factor de fundo
 I_v – intensidade de turbulência
 σ_v – desvio padrão da turbulência
 k_p – factor de pico
 R – coeficiente de resposta em ressonância
 δ – decremento logarítmico de amortecimento
 $S_L(z_e, n_{1,x})$ – densidade espectral de um só ramo
 $R_h(\eta_h)$ e $R_b(\eta_b)$ – funções de admitância aerodinâmica
 $f_L(z_e, n_{1,x})$ – frequência adimensional
 a_{\max_EC} – aceleração máxima no topo do edifício
 $\sigma_{a,x}(h)$ – desvio padrão da aceleração característica na direcção do vento
 $\phi_{1,x}(z)$ - forma do modo fundamental de flexão
 K_x - parâmetro adimensional
 $v_{crit,i}$ – velocidade crítica do vento
 S_c – número de Scruton
 $Re(v_{crit,i})$ – número de Reynolds
 S_t – número de Strouhal
 K_w – coeficiente de comprimento de correlação efectivo
 K – coeficiente de configuração modal; parâmetro de forma
 c_{lat} – coeficiente de força lateral
 $F_w(s)$ – força que actua perpendicularmente à direcção do vento
 L_j – comprimento de correlação
 S_c – função de densidade espectral de potência adimensional
 m – massa por unidade de comprimento
 m_i – massa equivalente por unidade de comprimento
 n_i – frequência própria do modo de vibração i da estrutura
 $n_{1,x}$ – frequência fundamental da estrutura na direcção do vento
 $n_{1,y}$ – frequência fundamental da estrutura na direcção transversal ao vento

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 Contexto temático

O fascínio que os seres humanos manifestam pelas construções altas remonta ao início das civilizações, como se evidencia através de construções como as Pirâmides de *Guiza*, no Egito, os Templos de *Tikal*, na Guatemala e o minarete *Qutb Minar* de Deli, na Índia, ilustradas na Figura 1-1. A motivação de tais civilizações para a realização de obras grandiosas prendia-se sobretudo com a criação de algo monumental que, por norma, não se destinava a fins habitacionais e comerciais. Em contrapartida, os edifícios altos contemporâneos surgiram para combater a procura crescente das actividades comerciais em espaços exíguos e caros, representando muitas vezes símbolos de prestígio no centro das cidades (Taranath, 2004).



Figura1-1: Fotografias das Pirâmides de *Guiza*, à esquerda, Templos de *Tikal*, no centro e *Qutb Minar*, à direita

A definição de edifício alto é muito subjectiva, podendo encontrar-se diversas versões na literatura técnica da especialidade. De acordo com o CTBUH (*Council on Tall Buildings and Urban Habitat*), um edifício para ser considerado alto necessita de satisfazer pelo menos uma das seguintes características: ter uma altura significativamente maior que os edifícios em seu redor; ser esbelto, mesmo no caso de não ser particularmente alto; integrar tecnologias de um “produto alto”; como o transporte vertical usando tecnologias específicas; finalmente, que o sistema estrutural seja condicionado pela acção do vento. O CTBUH refere também que, em geral, as características apresentadas anteriormente são próprias de edifícios superiores a 14 pisos ou 50 metros, sendo considerados “arranha-céus” os edifícios acima dos 300 metros.

A ideia chave para a concepção de um sistema estrutural eficiente de um edifício alto assenta, fundamentalmente, no comportamento de um elemento estrutural encastrado na fundação (Figura 1-2), o qual tem de resistir a esforços transversos e momentos flectores provocados

pelas acções horizontais. As acções de vento ou sismo provocam o movimento do edifício, levantando questões relacionadas com a percepção do movimento ou da vibração da estrutura. No caso das vibrações do edifício serem excessivas, os elementos não estruturais podem sofrer danos, de carácter mais local, como a fendilhação de paredes divisórias, ou conduzir ao eventual destacamento e queda de elementos das fachadas. Menos importante do ponto de vista da *segurança humana*, embora de extrema relevância para a idealização de uma estrutura com qualidade, na qual os ocupantes não sintam desconfiança na integridade do edifício, é a possibilidade da deterioração do conforto humano que as vibrações excessivas podem originar.

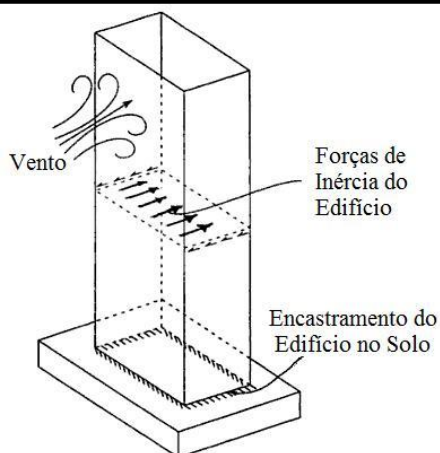


Figura 1-2: Concepção estrutural de um edifício sujeito a forças laterais (Taranath, 2004)

A procura crescente de uma economia de espaço, a rapidez de execução, a busca de edifícios mais elegantes e, fundamentalmente, a obtenção de reduzidas densidades dos materiais, resultantes da constante investigação e da evolução tecnológica, são algumas das razões que estão na origem do crescimento exponencial dos edifícios em altura. Associado a estes acontecimentos, desencadearam-se, nas últimas décadas, uma série de novas considerações no projecto dos edifícios, maioritariamente relacionadas com o facto de sistemas estruturais mais esbeltos, mais leves e com frequências fundamentais mais baixas provocarem uma maior susceptibilidade a incidentes provocados pelo vento. O número e desenvolvimento de estudos relacionados com a caracterização e quantificação dos efeitos das flutuações de pressão das rajadas, da turbulência (*“buffeting”*), provocada pela presença de obstáculos na superfície do edifício ou na sua vizinhança, e dos desprendimentos de vórtices na direcção do vento, são exemplo do interesse e preocupação da comunidade técnica e científica sobre o assunto.

Deste modo, a “arte” no dimensionamento das estruturas de edifícios altos está na resistência e rigidez que estes apresentam quando sujeitos a tempestades de vento, assim como na sua capacidade de dissipação de energia, de modo a que os ocupantes que habitam ou trabalham nos pisos superiores não se sintam desconfortáveis com as vibrações aleatórias dos edifícios. Durações prolongadas dessas vibrações podem ainda causar medo, pânico, afectar o poder de concentração dos ocupantes e, em casos extremos, originar efeitos fisiológicos como tonturas, náuseas e vertigens. Sem menosprezar a importância dos estados limites últimos no

dimensionamento de qualquer edifício, no que concerne à volumetria de edifícios altos, os estudos dos investigadores/engenheiros estão focados principalmente nos estados limites de serviço, mais concretamente na avaliação dos critérios de conforto e na definição de níveis de vibração aceitáveis em edifícios altos, de forma a poder reduzir-se ou mesmo eliminar este tipo de sintomas. Uma primeira dificuldade resulta da não existência de critérios internacionalmente aceites para os “estados limites do conforto humano” em edifícios altos induzidos pelo vento, uma vez que estes dependem não só da subjectividade relacionada com a percepção das vibrações, e dos níveis das vibrações tolerados pelos seres humanos, como também das incertezas associadas à previsão do amortecimento global dos edifícios e da dificuldade na escolha dos critérios associados ao parâmetro da aceleração, tais como: o nível de especificação; o período de retorno para o qual a aceleração pode ser excedida; e os intervalos de registo para o qual se deve caracterizar a acção do vento.

A aceleração, a variação da aceleração, habitualmente denominada de “*jerk*” na literatura anglo-saxónica, e a frequência de vibração são apontadas como os principais parâmetros para a análise de conforto. Para a avaliação destes parâmetros têm sido, essencialmente, realizados três tipos de estudos: experiências em edifícios existentes e inquéritos efectuados aos ocupantes de edifícios altos excitados pelo vento; simuladores de movimento e experiências em mesas oscilatórias para testar a subjectividade da percepção; e experiências executadas em edifícios excitados artificialmente.

É interessante referir que o efeito provocado nos ocupantes é muito idêntico ao que o movimento dos barcos induz nos passageiros. No entanto, uma vez que neste caso o movimento é maioritariamente vertical, dificilmente se consegue transferir a experiência vivida nos barcos para a avaliação dos movimentos horizontais dos edifícios altos.

Pensa-se que a avaliação das acelerações dos edifícios, induzidas pelo vento, é a melhor forma para a caracterização dos “estados limites de vibração associados ao conforto humano”. Com vista a determinar estas acelerações geralmente realiza-se uma análise da resposta do edifício através de formulações teóricas, computação dinâmica de fluidos, testes em túnel de vento, ou aplicação de regulamentos. No caso de estruturas invulgares ou muito esbeltas, a adopção de um destes métodos é insuficiente, sendo comum a utilização conjunta de várias metodologias.

Quando estas análises sugerem que as vibrações dos edifícios induzidas pelo vento não satisfazem os critérios de conforto humano, mais concretamente os limites semi-empíricos que se têm estabelecido, modificações podem ser necessárias no sistema estrutural e/ou na configuração do edifício e/ou na instalação de dispositivos complementares de amortecimento. Estas alterações far-se-ão para minimizar a percepção e o desconforto dos ocupantes e evitar potenciais reclamações.

1.2 Objectivo

A presente dissertação pretende abordar e contribuir para o esclarecimento das questões relacionadas com a caracterização, quantificação e verificação da segurança em relação a vibrações induzidas pelo vento em edifícios altos.

Neste contexto, estabelecem-se os critérios a empregar na determinação da aceleração sentida no topo dos edifícios altos, revêm-se os estudos realizados relativos à percepção e níveis de vibração tolerados pelos ocupantes e, ainda, referem-se os critérios de conforto habitualmente adoptadas pelos projectistas, correspondentes a níveis de vibrações aceitáveis dos edifícios.

Procura-se igualmente analisar os vários métodos possíveis para a avaliação das acelerações do topo dos edifícios sujeitos à acção do vento, elaborando-se uma comparação qualitativa e numérica, por aplicação a dois casos de estudo, entre os regulamentos do “Bulletin D’Information N° 209 – Vibration Problems in Structures” do Comité Euro-International du Béton (actualmente *fib* – Fédération International du Béton) e a recentemente publicada norma europeia EN 1991-1-4.

1.3 Estrutura da dissertação

Esta dissertação encontra-se dividida em oito capítulos, subdivididos em vários subcapítulos.

No primeiro capítulo integra-se o contexto temático do trabalho, salientam-se os objectivos do mesmo e apresenta-se a estrutura da dissertação.

No segundo capítulo abordam-se os conceitos fundamentais relacionados com os critérios de conforto em edifícios altos que sofrem a acção do vento. Para a avaliação destes critérios discutem-se as duas especificações geralmente mais usadas para a aceleração sentida pelos ocupantes no topo dos edifícios; analisa-se a percepção; e estudam-se as reacções que a aceleração provoca nos humanos. Referem-se os critérios de dimensionamento e práticas internacionais geralmente adoptadas.

O terceiro capítulo analisa os parâmetros e as incertezas associadas à caracterização da velocidade do vento e ao amortecimento global da estrutura. Estes constituem informação adicional bastante relevante para a correcta avaliação dos critérios de conforto humano em edifícios altos sujeitos à acção do vento. Os intervalos de registo e o período de retorno para os quais se caracteriza a acção do vento inserem-se no subcapítulo da caracterização da velocidade do vento. Inserem-se no subcapítulo do amortecimento global da estrutura a

reflexão sobre a procura da minimização das vibrações induzidas pelo vento a partir de uma optimização no dimensionamento aerodinâmico e/ou estrutural, eventualmente associada a dispositivos complementares de amortecimento.

O quarto capítulo aborda alguns princípios básicos relacionados com o fenómeno do vento. Aí se analisam também os vários métodos possíveis para se obter a resposta dinâmica de uma estrutura, nomeadamente para a avaliação das acelerações induzidas pelo vento em edifícios altos. É neste capítulo que se encontra a comparação qualitativa entre os regulamentos do “Bulletin D’Information N° 209 – Vibration Problems in Structures” do Comité Euro-International du Béton (actualmente *fib*-Fédération International du Béton) e a norma europeia EN 1991-1-4.

No quinto capítulo, por sua vez, faz-se uma comparação numérica entre os referidos regulamentos, aplicados a dois casos de estudo. O primeiro caso de estudo analisa um edifício com aproximadamente 120 metros de altura, que apresenta vibrações apenas na direcção do vento (efeitos denominados por *along-wind*). Por sua vez, o edifício do segundo caso de estudo, apesar de apresentar as mesmas características do anterior, foi ampliado em altura de maneira a que, para além das vibrações existentes na direcção do vento, ocorressem desprendimentos alternados de vórtices. A contabilização dos efeitos *vortex-shedding* foi indispensável. No último subcapítulo efectuar-se-ão algumas modificações ao edifício do caso de estudo 1, de modo a analisar quais serão as alterações das acelerações finais no edifício.

O sexto capítulo destina-se à apresentação do edifício com maior altura, em fase de projecto. Nele, refere-se a possibilidade de se alcançar, num futuro próximo, um edifício com uma altura de aproximadamente um quilómetro. Abordam-se, ainda, uma série de conceitos e metodologias inovadoras para conseguir atenuar o movimento de um edifício sujeito à acção do vento.

No sétimo capítulo finaliza-se o trabalho. Apresentam-se as principais conclusões e sintetiza-se o trabalho realizado.

Capítulo 2

CRITÉRIOS DE CONFORTO EM EDIFÍCIOS ALTOS

2.1 Aceleração de PICO vs RMS

2.1.1 Fenómeno de vibração em edifícios altos

O fenómeno de vibração pode ser descrito como uma perturbação variável no tempo que resulta da interacção de uma acção exterior com as propriedades de inércia de um sistema. A taxa de ciclos de vibração é denominada de “frequência”. Os repetitivos movimentos, que ocorrem a frequências relativamente baixas, geralmente, são denominados de “oscilações”. Todavia, os termos vibração e oscilação são muitas vezes usados indistintamente, tal como será feito neste documento (Silva, 2006).

Em qualquer sistema onde ocorra o fenómeno de vibração existe uma fonte de vibração, um caminho de transmissão e um receptor. Uma vez que é objectivo deste documento avaliar as vibrações induzidas pela acção do vento em edifícios altos, a fonte de vibração relaciona-se com a acção do vento, o caminho de transmissão com a estrutura do edifício e o receptor com o ser humano.

A acção do vento induz na estrutura vibrações acopladas aos principais modos de vibração nas duas direcções ortogonais ao seu desenvolvimento em altura e ainda torções no mesmo plano. No entanto, os fenómenos dinâmicos são caracterizados por uma grande complexidade nem sempre suficientemente descritos por estes três movimentos fundamentais (Camarinha, 2008).

O diagrama exposto na Figura 2-1, retirado do (CEB Bulletin D'Information N° 209 - Vibration Problems in Structures), resume os fenómenos dinâmicos com origem no vento a que uma estrutura na sua generalidade pode estar sujeita.

As vibrações na direcção do vento resultam directamente das flutuações de pressão das rajadas (*Gust Response*) ou indirectamente da crescente turbulência com origem na formação de vórtices provocados pela presença de obstáculos na superfície do edifício ou na sua vizinhança (*Buffeting*). Este último caso está directamente ligado às interferências aerodinâmicas entre diferentes estruturas. A formação de vórtices nas diferentes superfícies

induz vibrações forçadas na direcção transversal ao vento (*Vortex-Shedding*). Por fim, os fenómenos *Galope* e *Flutter* caracterizam-se por uma grande amplificação das vibrações.

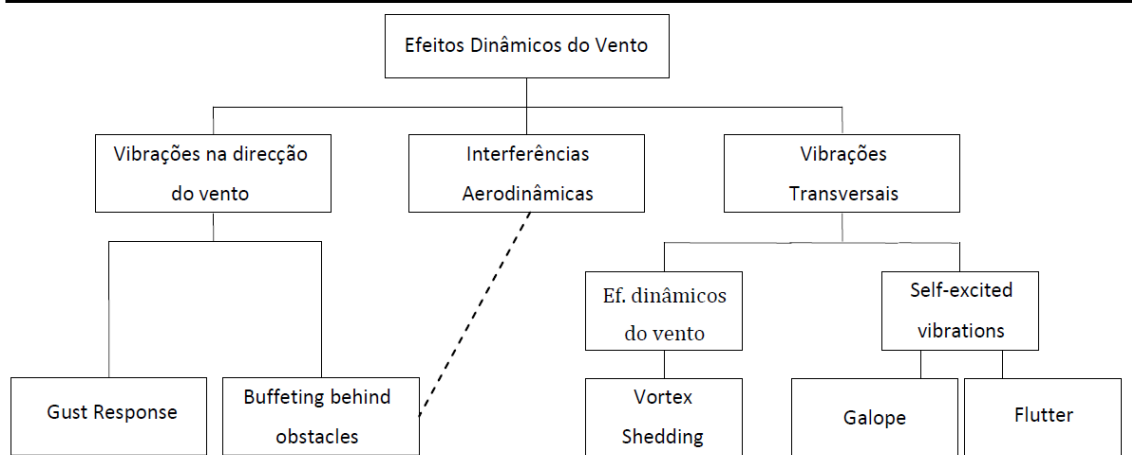


Figura 2-1: Fenómenos dinâmicos induzidos pelo vento (CEB Bulletin D'Information N° 209 - Vibration Problems in Structures)

É importante referir que no dimensionamento de edifícios altos, sujeitos à acção do vento, o fenómeno *vortex-shedding* é o que geralmente preocupa mais os engenheiros. O fenómeno é de fácil compreensão. No entanto, as vibrações induzidas na direcção perpendicular ao vento, pelo *vortex-shedding*, nos edifícios, podem ser muito grandes e de extrema dificuldade de quantificação.

O fenómeno *vortex-shedding*, denominado na língua portuguesa por desprendimento de vórtices, resulta da formação de um lençol de vórtices com origem na separação do escoamento, tanto na face superior como na face inferior da secção em planta do edifício, na representação em planta, desprendendo-se ora um vórtice ora outro formando a “estrada de von Karman” ilustrada na Figura 2-2 (Camarinha, 2008).

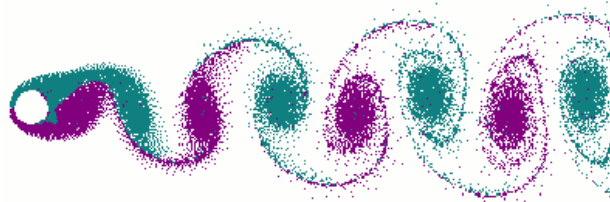


Figura 2-2: Formação da estrada de Von Karman num escoamento que atravessa uma secção circular (Courtesy, Cesareo de La Rosa Siqueira)

A separação do escoamento e formação de vórtices num edifício assume formas bastante distintas consoante a velocidade do escoamento. A Figura 2-3 mostra os diferentes comportamentos do escoamento ao atravessar a secção do edifício, em função do número de Reynolds. No domínio dos números de Reynolds baixos, velocidades baixas, o escoamento consegue envolver toda a secção criando linhas de corrente relativamente bem aproximadas à sua forma. No entanto, com o crescimento da velocidade, a zona de separação desenvolve-se criando recirculação na face posterior do edifício. Os turbilhões formados comportam-se relativamente bem enquanto o escoamento é laminar. Para números de Reynolds superiores o

escoamento torna-se cada vez mais instável, desequilibrando esses turbilhões e provocando uma diferença de pressões na zona de reencontro das linhas de corrente.

Enquanto o escoamento procura uma forma equilibrada, análoga à forma que tomava enquanto escoamento laminar, desenvolve-se uma zona de recirculação na zona superior e inferior alternadamente, que envolve o vórtice adjacente.

O desenvolvimento deste vórtice dá-se até englobar toda a face, provocando instantaneamente o desprendimento desse vórtice e originando a formação de um vórtice contrário que por sua vez se desprenderá nas mesmas condições (Camarinha, 2008).

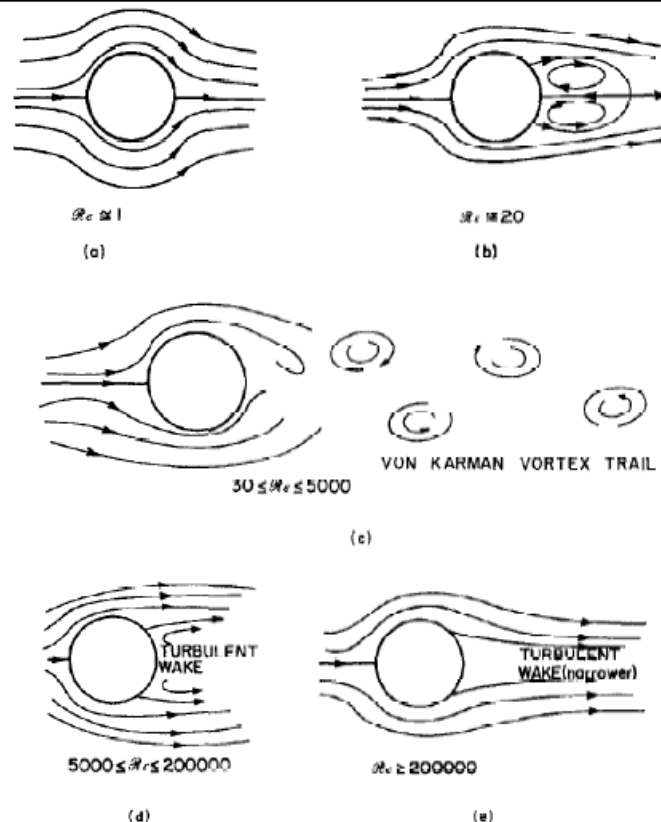


Figura 2-3: Regimes de escoamento em torno de um cilindro (Holmes, 2007)

O edifício, devido ao desprendimento alternado de vórtices a sotavento, tende a deslocar-se para as zonas de baixa pressão, originando uma força perpendicular à direcção do vento (Vortex Shedding). É necessário ter especial atenção quando a frequência de desprendimento de vórtices se aproxima da frequência de vibração do edifício, uma vez que neste caso ocorre o fenómeno “*lock-in*”, que amplifica largamente as forças na direcção perpendicular à estrutura, aumentando muito as vibrações nessa direcção.

Os sistemas onde ocorre este tipo de fenómenos têm de ser concebidos com determinados controlos de vibração de modo a garantir que os valores de vibração estipulados como limite não sejam excedidos em condições normais de operacionalidade do sistema. Desta forma, torna-se importante a maneira como se estipulam os limites admissíveis de vibração, definindo-se nas subsecções seguintes as duas especificações da aceleração geralmente mais utilizadas na avaliação dos critérios de conforto em edifícios altos.

2.1.2 Especificação do nível de pico da aceleração – PICO

O nível de pico da vibração estipula limites de vibração no domínio do tempo e normalmente é representado pela aceleração em unidades de g . Com vista a garantir que a resposta das vibrações de pico do sistema não exceda os valores máximos estipulados, todo o intervalo de tempo de operação do sistema é monitorizado e os valores de pico são verificados de acordo com o pico da aceleração. Note-se que, neste caso, a grandeza que melhor representa as vibrações é o valor do pico instantâneo num determinado instante de tempo, sendo a representação usual através da amplitude máxima instantânea e não da média das amplitudes.

2.1.3 Especificação do valor quadrático médio da aceleração – *RMS*

A sigla *RMS* é a abreviatura do termo da literatura anglo-saxónica *root-mean-square*, que geralmente é referido na língua portuguesa como o valor quadrático médio. O *RMS* é uma medida estatística de uma quantidade variável e pode ser calculada para uma série de valores discretos ou para uma função variável contínua. Tal como a sigla sugere, o valor de *RMS* da vibração y_{RMS} é dado pela raiz quadrada da média aritmética dos quadrados dos valores, como se observa na seguinte expressão:

$$y_{RMS} = \left[\frac{1}{T} \cdot \int_0^T y^2 \cdot dt \right]^{1/2} \quad (2.1)$$

Na expressão 2.1 o período T depende do problema e da natureza do valor da acção y . No caso de y ser uma acção periódica, considera-se um período adequado para o cálculo da média. Se y for uma acção transitória, considera-se geralmente o período correspondente a quatro vezes o período maior do regime transitório. Se for uma acção aleatória deve utilizar-se o período maior possível. Constatou-se ainda que os picos instantâneos das vibrações não contribuem de uma forma muito significativa para o resultado da aceleração *RMS*, uma vez que estes valores atenuam-se na integração.

A duração da exposição entra na equação de uma forma *indesejada*, uma vez que se observa através da equação que quanto maior for o valor de T , menor é o valor de *RMS*. Na prática este facto não acontece, verificando-se que quanto maior é a duração da vibração, maior é o dano causado. Posto isto, conclui-se que ao usar especificações como o nível de pico e o nível *RMS* da aceleração, os intervalos de registo têm de ser ajustados de forma adequada (Silva, 2006).

No caso de y ser a aceleração *RMS* de um edifício alto sujeito à acção do vento, o seu valor corresponde ao desvio padrão da aceleração. Isto deve-se ao facto de as vibrações das

estruturas induzidas pela acção do vento serem provocadas pela componente de turbulência da velocidade do vento, que como se sabe é descrita como processo estatístico de média nula.

2.1.4 Discussão entre as duas especificações

O debate sobre a hipótese de se dever utilizar as acelerações de pico ou *rms* iniciou-se quando surgiu a preocupação de se valorizar o conforto humano em edifícios altos, pois, como se mencionou, a aceleração é o parâmetro que melhor o define.

Apologistas da consideração da aceleração *rms* defendem que são a duração e o número de ciclos do movimento que melhor representam as sensações que os ocupantes vivenciam quando ocorre um evento, mais do que um ocasional pico do movimento. Em contrapartida, os defensores da aceleração de pico argumentam que os ocupantes de um edifício são mais drasticamente afectados por grandes eventos individuais, tendendo a esquecer os eventos menores (Bashor & Kareem, 2009).

Quando relacionado com as acelerações de pico, o critério das acelerações *rms*, baseando-se nas suas correlações, apresenta um valor mais preciso da combinação de respostas em diferentes direcções. Por outro lado, no critério da aceleração de pico, os primeiros picos em cada direcção são determinados e posteriormente combinados por regras de combinação empírica. Neste caso, é preciso ter o cuidado de recorrer a diferentes factores de pico, uma vez que diferentes componentes de resposta podem levar a distribuições de probabilidades diferentes. Portanto, apesar de as componentes que envolvem a resposta *rms* do edifício serem mais simples de calcular que os valores de pico, o critério *rms* ignora a distribuição de probabilidade das acelerações de pico, a qual pode variar significativamente (Kareem, Kijewski, & Tamura, 1999).

Muitos estudos têm também revelado que a taxa de variação da aceleração da resposta estrutural pode ser responsável pela percepção do movimento. Enquanto que os ocupantes são capazes de se ajustarem aos valores das acelerações regulares verificadas, mudanças bruscas nas acelerações requerem ajustamentos adicionais de equilíbrio. Como resultado, parece poder concluir-se que os estímulos que melhor definem os limiares de percepção dos seres humanos a movimentos aleatórios são baseados numa medida *rms* da taxa de variação da aceleração (Kareem, Kijewski, & Tamura, 1999).

O documento da autoria de (Boggs, 1995), por sua vez, refere que as diferenciações dos critérios e as discussões geradas em redor deste assunto são devidas às diferentes formas de onda das acelerações que estes dois métodos apresentam. A Figura 2-4 ilustra bandas estreitas de vibrações de uma mesma frequência para diferentes respostas, correspondendo o lado esquerdo às acelerações *rms* e o lado direito às acelerações de pico.

Tal como a Figura 2-4 ilustra, as formas de onda das acelerações foram “escaladas” de forma a obter-se um valor *rms* igual à unidade nas bandas da esquerda e um valor de pico igual a 1,414 nas bandas da direita, de maneira à primeira banda laboratorial ser igual em ambas as especificações e a banda do nível de pico das vibrações transitórias ser a que sofre uma maior diminuição em relação à especificação *rms*.

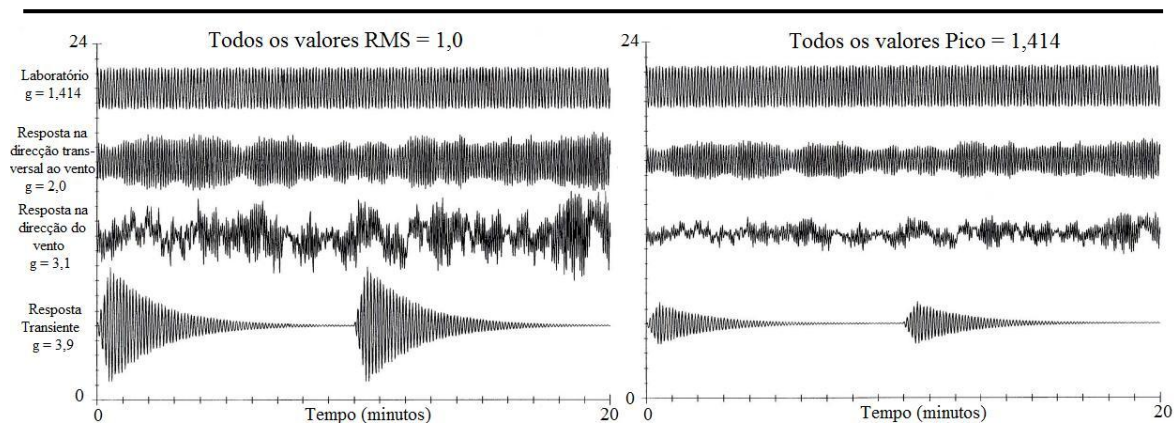


Figura 2-4: Bandas estreitas de vibrações, estando os valores *RMS* à esquerda e de pico à direita (Boggs, 1995)

A primeira forma de onda das acelerações ilustrada em ambas as figuras corresponde a acelerações harmónicas (sinusoidais). Estas não ocorrem em edifícios reais, mas têm sido muito usadas nas mesas oscilatórias para a determinação dos limiares da percepção humana de pequenas vibrações. O factor de pico g , definido como o rácio entre os valores de pico e *rms*, é $\sqrt{2}$ para este tipo de vibrações.

A segunda banda de vibrações obteve-se a partir de um acelerómetro colocado num modelo em túnel de vento de um edifício alto e na direcção transversal ao vento. Este mediu as acelerações na direcção perpendicular ao vento durante o fenómeno *lock-in*, que ocorre quando a frequência do desprendimento de vórtices se aproxima da frequência de vibração do edifício. Neste caso, o factor de pico é 2, uma vez que as vibrações são um pouco mais aleatórias que as da primeira banda.

A terceira banda de vibrações é obtida a partir de um acelerómetro aplicado no mesmo modelo, embora direccionado paralelamente à direcção do vento. Esta medida é característica do movimento dos edifícios altos na direcção do vento e uma vez que as acelerações são mais aleatórias que as anteriores têm um factor de pico 3,1.

Por fim, a quarta banda corresponde a um caso idealizado, que não ocorre na prática, mas que normalmente se considera para caracterizar as vibrações transitórias de um piso provocadas pela deslocação de pessoas e maquinaria pesada. Devido à aleatoriedade das vibrações, o factor de pico neste caso é de 3,9.

O autor do referido documento, numa primeira análise, sugere que existe uma certa sobreposição entre os dois critérios, não se podendo definir qual deles é o mais acertado. Isto porque, dependendo da uniformidade da forma da onda, pode haver muitos ciclos próximos do valor de pico, podendo, portanto, o valor de pico também ser uma indicação de uma média de

efeitos. Por outro lado, os valores *rms* são fundamentalmente um índice da média de efeitos, mas, dependendo da forma da onda, podem também ser uma indicação de picos extremos. Em conclusão, (Boggs, 1995) recomenda a especificação *rms* para a avaliação dos critérios de conforto dos ocupantes em edifícios altos pelas razões que se seguem:

- “A maioria dos critérios usados no passado, em todo o mundo, baseou-se explícita ou implicitamente, no índice *rms*;”
- “Os resultados dos testes de laboratório baseados na aceleração de pico, mais do que na aceleração *rms*, têm mostrado ser irrealistas e incoerentes com os edifícios reais;”
- “Baseado na intuição, acredita-se que a média da intensidade do movimento durante um período, de 20-60 minutos, é melhor correlacionado com os sintomas da resposta humana do que com o valor da intensidade de pico (possivelmente isolado) durante o mesmo período;”
- “O valor *rms* é mais simples de avaliar. É mais provável resultar numa consistência e uniformidade dos resultados dos vários investigadores envolvidos na previsão das vibrações de um edifício ou na avaliação das vibrações em edifícios existentes.”

Na literatura encontram-se variadíssimas discussões em redor deste assunto e, apesar de ainda não ser universalmente aceite, tudo indica para que a especificação do valor quadrático médio da aceleração *rms* seja a mais correcta e a mais indicada para a avaliação dos critérios de conforto humano em edifícios altos. No entanto, constata-se que a maioria dos regulamentos mais recentes estipulam limites para as vibrações no topo dos edifícios com base no nível de pico da aceleração. Acredita-se que num futuro próximo esta tendência poderá vir a alterar-se.

Um excerto de uma publicação muito recente relacionada com a percepção da vibração e o conforto humano em edifícios altos estimulados pelo vento vem reforçar esta reflexão: “Está mais do que demonstrado que os ocupantes sujeitos a vibrações mais longas dos edifícios têm uma maior tendência para se sentirem desconfortáveis e, por conseguinte, apresentarem reclamações, do que aqueles que estão sujeitos a vibrações mais curtas com a mesma intensidade” (Kwok, 2009).

Até ao final do ano 2009, o CTBUH (*Council on Tall Buildings and Urban Habitat*) irá publicar uma nova monografia sobre o movimento, percepção e a mitigação dos edifícios altos, da autoria de Isyumov e Tschanz. Nesta monografia irá ser anexada, sem quaisquer modificações, a monografia da qual o documento da autoria de (Boggs, 1995) constitui um capítulo. Uma vez que este documento defende a teoria da aceleração *rms*, vem reforçar-se a ideia de que esta especificação irá ser a universalmente usada, até surgir outra especificação devidamente fundamentada que demonstre o contrário.

2.2 Percepção das Vibrações e Nível de Tolerância

A percepção humana do movimento em edifícios altos apenas existe quando estes são sujeitos a acções exteriores que tenham componentes oscilatórias e dinâmicas relevantes. A existência destas componentes é fundamentalmente devida às acelerações do solo provocadas pelos sismos, à acção do vento e às excitações induzidas pelo ser humano, tais como, os veículos em movimento, a circulação de comboios, o tráfego pedestre, explosões e bombas, entre outras. No caso de ocorrer um sismo de grande intensidade os problemas da percepção do movimento e níveis de tolerância não se colocam, uma vez que geralmente esses eventos geram-se em curtos períodos de tempo e, por conseguinte, a principal preocupação dos ocupantes é com a integridade do sistema estrutural. Deste modo, apenas restam as acções provocadas pelo vento e as estimulações de origem humana. No âmbito deste documento está apenas o estudo da primeira.

A resposta humana à reacção de um determinado edifício sujeito à acção do vento varia de indivíduo para indivíduo e depende de uma série de factores, incluindo a intensidade e a direcção do movimento, a experiência vivenciada anteriormente, a expectativa de vibração, a habituação, o tipo e a satisfação com que os ocupantes exercem a actividade nesse local.

Grandes amplitudes de movimento apenas são aceitáveis nos casos em que os eventos são raros e/ou quando ocorrem numa área onde existem apenas actividades ocasionais. Por exemplo, se alguém subir a um miradouro de uma estrutura alta e flexível não se surpreende e aceita os movimentos sentidos. Mas se essa mesma pessoa habitar ou trabalhar num edifício alto com os mesmos movimentos, com certeza que não reagirá da mesma forma.

Deste modo, a percepção humana e a aceitabilidade do movimento de edifícios altos prende-se fundamentalmente com os aspectos fisiológicos e psicológicos dos seres humanos, tais como, os cinestésicos, estímulos visuais, auditivos, tácteis, de equilíbrio; enjoos, tonturas e vertigens, que por serem muito subjectivos apenas se conseguem quantificar estatisticamente.

A definição dos limiares de conforto é baseada em duas categorias distintas da resposta humana: a percepção do movimento e o nível de tolerância. A primeira é definida como o instante em que os ocupantes se apercebem do movimento do edifício. O nível de tolerância refere-se à duração e intensidade do movimento que os ocupantes são capazes de tolerar antes de reagirem negativamente. Com o fim de determinar essas categorias, têm sido empregues dois métodos: testes de simulação de movimento e estudos em modelos de grande escala (Bashor & Kareem, 2009).

O método dos testes de simulação do movimento foi o primeiro a ser utilizado e tem sido bastante usado para a determinação dos limiares de percepção. Com a evolução dos estudos efectuados em redor deste assunto, tem-se verificado que o comportamento dos edifícios descrito por este método apresenta algumas discrepâncias em relação ao comportamento dos edifícios reais.

A razão principal que leva a esta discrepância é o facto de o movimento aleatório, bi-axial e de torção do edifício, provocado pelo vento, não ser bem representado nos testes de simulação do movimento, uma vez que estes apenas consideram um movimento unidireccional e sinusoidal do vento. Outros factores que também estão na origem dessas discrepâncias observadas pelas mesas oscilatórias são a falta de contabilização dos aspectos visuais e auditivos. Consta-se que os ocupantes que estão mais próximos das esquinas dos movimentos de torção e os que se encontram próximos de zonas com vista para o exterior e para pontos fixos de referência são os mais susceptíveis aos factores visuais.

A Figura 2-5 compara a média dos limiares de percepção das vibrações baseada em oscilações sinusoidais, obtidas por Chen e Robertson, Jeray et al. e Tamura, e oscilações aleatórias, por Denoon et al. e Burton et al, observando-se que as vibrações aleatórias têm limiares de percepção menores, provavelmente devido às vibrações sinusoidais serem de uma natureza mais previsível (Kwok, 2009).

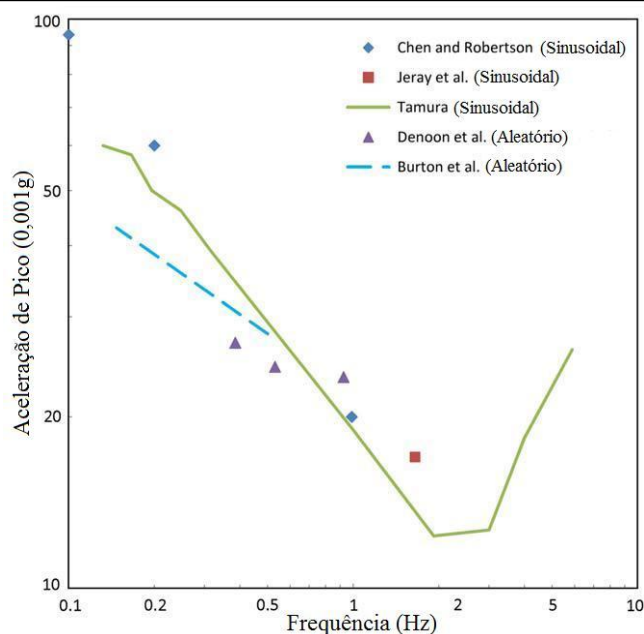


Figura 2-5: Comparação da média dos limiares de percepção das vibrações para oscilações sinusoidais ou aleatórias (Kwok, 2009)

A curva a verde da Figura 2-5 ilustra a compilação da informação respeitante à percepção da vibração verificada por Kanda et al. (1994) e Tamura (1998). Foi obtida a partir de testes de simulação usando vibrações sinusoidais e testes de vibrações aleatórias limitadas. Estes últimos permitiram produzir diferentes curvas percentuais para os limiares da percepção das vibrações, correspondendo a curva a verde à curva onde 50% dos ocupantes pressentem as vibrações. A figura permite ainda concluir que, apesar das diferenças existentes entre os equipamentos e as metodologias usadas, os limiares de percepção da vibração são geralmente idênticos e dependentes da frequência de vibração (Kwok, 2009).

Os estudos em modelos de grande escala surgem no sentido de aperfeiçoar os resultados obtidos e de melhorar as lacunas referentes aos testes de simulação de movimento. Os

estudos em modelos de grande escala permitem não só obter uma avaliação mais realista dos níveis de percepção, como determinar os níveis que causam desconforto estabelecendo os limites de tolerância.

2.3 Critérios de Dimensionamento e Práticas Internacionais

Desde o princípio dos anos 70 que se tem tentado estipular critérios para a avaliação do conforto humano em edifícios altos sujeitos à acção do vento. No entanto, devido à subjectividade que existe na avaliação da percepção humana e dos níveis de tolerância, referidos em 2.2, à preferência e interpretação dos projectistas dos edifícios e ao facto de os critérios se reflectirem em códigos ou documentos técnicos de carácter regional, não existem actualmente critérios universalmente aceites para a avaliação do conforto humano.

Neste subcapítulo pretende-se referir os parâmetros de sensibilidade aos efeitos das vibrações, estabelecer as vibrações aceitáveis para os edifícios altos induzidos pelo vento e discutir os critérios de conforto dos ocupantes aplicados até à data. Para a reflexão sobre os pontos referidos, o trabalho baseia-se, essencialmente, no documento (Kwok, 2009). Considera-se, da análise efectuada, ser o mais recente e, portanto, com conclusões mais abrangentes e actuais.

2.3.1 Parâmetros de Sensibilidade aos Efeitos das Vibrações

Têm sido vários os equipamentos e as metodologias utilizadas com a finalidade de determinar os limiares da percepção dos indivíduos das vibrações em edifícios altos sujeitos à acção do vento, tais como: experiências de campo e questionários realizados a ocupantes de edifícios existentes activos pelo vento; testes de simuladores de movimento e experiências em mesas oscilatórias; experiências realizadas em edifícios existentes artificialmente excitados; e experiências que relacionam a visão humana com a percepção das vibrações dos edifícios.

Hansen et al. (1973), Goto (1983), Lee (1983), Isyumov et al. (1988), Isyumov and Kilpatrick (1996), Denoon et al. (1999, 2000) e Denoon (2001) foram os investigadores/engenheiros que se dedicaram, nas últimas décadas, às experiências no campo e que realizaram questionários a ocupantes de edifícios existentes sujeitos a consequências provocadas por tempestades (Kwok, 2009). Estes estudos fornecem informação respeitante às vibrações perceptíveis e aceitáveis para os vários níveis de aceleração e para diferentes frequências. Alguns dos questionários, efectuados durante e depois das tempestades, estabelecem relações com as

respostas dos edifícios obtidas a partir de testes de túnel de vento e de estimativas de velocidades de vento das tempestades. Outros, de melhor qualidade e de resultados mais úteis, são os derivados de experiências e questionários realizados a ocupantes de edifícios devidamente instrumentados, conhecidos por terem vibrações inaceitáveis e/ou por terem sido alvo de reclamações, de modo a registar-se as velocidades de vento incidentes e as acelerações resultantes das tempestades.

Sem contabilizar os valores dos limites das acelerações dos edifícios e as correspondentes reacções dos ocupantes, as principais conclusões a que chegaram foram as seguintes:

- Para que a rentabilidade do edifício não seja seriamente afectada, por ano apenas 2% dos ocupantes do terço superior dos edifícios podem apresentar reclamações sobre as vibrações dos edifícios;
- Os aspectos visuais e auditivos são de grande relevância para a percepção das vibrações nos ocupantes;
- Se a frequência dos edifícios é próxima da indicada pela conhecida expressão $f \approx 46/h$, com h igual à altura do edifício, então as acelerações correspondentes à percepção e aos níveis toleráveis das vibrações são essencialmente dependentes da frequência;
- A duração do evento e a forma de onda das vibrações são muito importantes para a determinação da percepção das vibrações e dos limiares de tolerância. A percepção e o medo das vibrações são representados pela aceleração de pico. O desvio padrão da aceleração (*rms*) revela-se uma medida mais adequada para a avaliação do conforto humano;
- Os ocupantes que sentiram vibrações do edifício em eventos anteriores, pouco espaçados no tempo, são mais sensíveis e procuram detectar outras vibrações. Em contrapartida, os que as sentem pela primeira vez aceitam vibrações maiores, por ser um acontecimento inesperado;
- Com o passar do tempo e a repetição dos eventos os limiares de tolerância do ser humano vai aumentando.

Khan e Parmelee (1971), Chen e Robertson (1972), Goto (1975), Irwin (1981), Irwin e Goto (1984), Kanda et al. (1988, 1990), Goto et al. (1990), Shioya et al. (1992), Shioya e Kanda (1993) e Noguchi et al. (1993) utilizaram testes de simulação de movimento e fizeram experiências em mesas oscilatórias baseadas em vibrações sinusoidais (Kwok, 2009). Mais recentemente, as experiências realizadas por Denoon (2001), Denoon et al. (2000b), Burton e tal. (2003, 2004 a,b, 2005, 2006), Burton (2006) foram baseadas em vibrações aleatórias e incluem tarefas de distração, com o objectivo de reproduzir de uma forma mais realista o desconforto que os edifícios sujeitos à acção do vento exercem sobre os ocupantes (Kwok, 2009). Ambos os testes consistem na geração de vibrações em condições controladas, nas

quais se variam as frequências, intensidades e duração. A postura do ser humano é modificada intencionalmente. As vibrações geradas incluem vibrações unidireccionais, bidireccionais e/ou de torção.

Estes testes foram realizados com o objectivo de ultrapassar algumas das incertezas associadas às experiências de campo e aos questionários efectuados aos ocupantes. As conclusões adicionais que resultaram desses testes foram as que se seguem:

- Os limiares de percepção dos ocupantes que se encontram sentados são menores do que aqueles que se encontram de pé, que, por sua vez, são menores dos que estão em movimento. Por outro lado, os humanos do género feminino e os adultos mostraram ser mais afectados que os do género masculino e as crianças, respectivamente;
- A percepção da vibração por parte dos ocupantes é maioritariamente devida à aceleração sentida na cabeça, uma vez que os órgãos que permitem o ser humano equilibrar-se estão inseridos na cabeça, sendo estes dependentes da frequência de vibração;
- Os limiares de percepção aumentam proporcionalmente à frequência de torção;
- Vibrações próximas de 1 Hz geralmente são prejudiciais para o correcto desempenho das actividades dos ocupantes, enquanto as vibrações inferiores a 1 Hz, mais concretamente entre 0,1-0,5 Hz, provocam náuseas, tonturas e desconforto abdominal;
- Os ocupantes são mais sensíveis a vibrações laterais do que a vibrações de frente para trás em qualquer uma das posições: deitados, sentados ou de pé;
- Os limiares de percepção determinados a partir de vibrações sinusoidais são diferentes dos determinados a partir das vibrações aleatórias, sendo as últimas tipicamente características das vibrações dos edifícios fustigados pelo vento;
- Para a mesma duração do evento, os ocupantes expostos a vibrações com uma distribuição de forma de onda normal sentem mais provavelmente maior desconforto do que aqueles sujeitos a vibrações sinusoidais ou com um factor de pico maior;
- Para um determinado desvio padrão da aceleração, quanto maior for a duração do evento, maior é o desconforto provocado nos ocupantes;
- Se o valor do amortecimento global do edifício aumentar, as vibrações induzidas pelo vento são menores e portanto o conforto dos ocupantes é maior.

Jeary et al. (1988), Nagata et al. (1993), por sua vez, realizaram experiências em edifícios existentes artificialmente influenciados por geradores de vibração capazes de variar frequências e pesos (Kwok, 2009). Nestes estudos obtiveram-se algumas conclusões, entre as quais:

- Intensidades de aceleração inferiores às vibrações de percepção de carácter consciente não têm qualquer influência no desempenho das actividades dos edifícios; portanto ao aumentar-se a concentração das actividades em questão diminuiu-se os efeitos causados pela vibração;
- Existe, nos edifícios, uma grande tendência para a mudança radical do declive da curva de percepção para uma frequência próxima de 2,0 Hz, como se pode observar a partir da Figura 2-5.

Por fim, Shindo e Goto (1999) e Burton et al. (2008) efectuaram experiências em simuladores de movimento que relacionam a visão humana com a percepção das vibrações dos edifícios (Kwok, 2009). Apesar de se ter constatado que a qualidade de algumas destas experiências foram afectadas pela dimensão, espaço e profundidade dos simuladores que pretendiam retratar um cenário visual real, obtiveram-se as seguintes conclusões:

- Os ocupantes dos edifícios apenas sentem torção pura se estiverem localizados no centro de rotação do edifício, que normalmente faz parte das zonas de serviço do edifício, como elevadores, escadas para caso de fogo e zonas com material para limpeza;
- Nos sítios onde os ocupantes exercem as suas actividades, geralmente afastados dos centros de rotação dos edifícios, as vibrações de torção são sentidas como vibrações de translações;
- A amplificação dos movimentos da cabeça provocada pela resposta biodinâmica das componentes do corpo, resultantes das vibrações do edifício, está relacionada com a visualização da vibração dos objectos em edifícios altos impulsionados pelo vento;
- A percepção visual do movimento estabelece-se usualmente após a percepção da falta de equilíbrio do ser humano. Confirma-se assim a conexão existente entre a percepção física e os aspectos relacionados com a visão humana.

2.3.2 Avaliação dos critérios de conforto dos ocupantes

Irwin (1975) foi o primeiro a sentir a necessidade de desenvolver critérios de serviço relacionados com o conforto humano no dimensionamento de edifícios.

Os primeiros valores a serem sugeridos para os limites da aceleração de pico foram estipulados pelo *National Building Code of Canada* (1977), para um período de retorno de 10 anos. Correspondiam os limites 0,01g nos edifícios habitacionais e 0,03g nos edifícios de escritórios.

As recomendações de dimensionamento apontadas por Irwin (1978) e os estudos desenvolvidos por Chen e Robertson (1972) e Hansen et al. (1973) estiveram na base do aparecimento da ISO 6897 (*International Organization for Standardization*, 1984) (Kwok, 2009). Esta é uma norma que fornece directrizes para a avaliação das vibrações horizontais aceitáveis de edifícios com uma gama de frequências baixas, 0,063-1,0 Hz, sujeitos à acção do vento. A ISO 6897 especifica limites para o desvio padrão da aceleração, que se concluiu ser igual à aceleração *rms* para o caso da acção do vento, sendo os valores determinados para os 10 minutos consecutivos mais fortes das rajadas de vento com um período de retorno de 5 anos.

Posteriormente Melbourne e Cheung (1988) modificaram as curvas fornecidas pelas ISO 6897 de modo a especificar os critérios da aceleração em termos de acelerações de pico. Essa transformação fez-se aplicando um factor de pico dependente da frequência do edifício, aos valores das acelerações *rms* apresentadas nas ISO 6897. Representa, de uma forma mais precisa, o processo Gaussiano que normalmente caracteriza a excitação que o vento provoca nos edifícios (Kwok, 2009).

No seguimento dos estudos anteriores Melbourne e Palmer (1992) apresentam outros critérios de aceleração, expressando as acelerações de pico como função da frequência de vibração e do período de retorno (Kwok, 2009).

Isyumov (1993) apontou novos critérios para limitar as acelerações induzidas pelo vento e garantir o conforto humano, para períodos de retorno de 1 e 10 anos. A Figura 2-6 ilustra os limites sugeridos por Isyumov para o período de retorno de 1 ano, sendo estes limites representados por duas bandas de acelerações de pico, 0,005-0,007g e 0,009-0,012g consoante sejam edifícios de habitação ou escritório (Kwok, 2009).

As directrizes apresentadas pelo AIJ-GEH (2004) (*Architectural Institute of Japan Guidelines for Evaluation of Habitability*) basearam-se: nos resultados do movimento dos simuladores experimentais, conduzidos por investigadores japoneses; nas conclusões de Kanda et al. (1994), Tamura (1998); e nos limites das acelerações fornecidos pelas ISO 6897. AIJ-GEH (2004) fornece cinco curvas que caracterizam distintos níveis de probabilidade de percepção, desde os 10% aos 90%. Uma vez que não especifica níveis aceitáveis de acelerações com vista a assegurar o conforto dos ocupantes, fica ao critério dos donos de obra e projectistas dos edifícios definir os níveis da percepção do movimento e do conforto humano (Kwok, 2009).

Burton et al. (2007), para além do conforto humano introduziu um novo conceito, o medo e o alarme induzido nos ocupantes dos edifícios pela percepção das vibrações destes sujeitos à acção do vento. As duas curvas propostas por Burton devem ser utilizadas consoante a intensidade dos eventos do vento e a duração predominante em determinada zona. O critério

do medo e alarme corresponde à curva com ventos fortes de curta duração tais como tufões e o desconforto humano à curva de ventos mais frequentes e de duração mais longa. Nos limites propostos, Burton verificou ainda o facto de que, para a mesma amplitude de vibração, os ocupantes sentirem desconforto apenas nos eventos de longa duração e, portanto, apresentarem reclamações nesses casos (Kwok, 2009).

A ISO/FDIS 10137 (2007) é a norma mais recente que contabiliza os estados limites de serviço dos edifícios e das passagens pedonais de modo a minimizar as vibrações sentidas pelos seus ocupantes. As curvas de avaliação da habitabilidade dos edifícios sujeitos às vibrações induzidas pelo vento para períodos de retorno de 1 ano são dependentes da frequência do edifício e diferenciam-se pelo facto de serem edifícios de habitação ou escritórios (Kwok, 2009).

A Figura 2-6 compara directamente as vibrações aceitáveis para edifícios altos estipuladas na ISO 6897 (1984), por Melbourne e Cheung (1988), por Isyumov (1993), no AIJ-GEH (2004), na ISO 10137 (2007) e por Burton et al. (2007). Estas estão representadas por curvas que correspondem a acelerações de pico determinadas para períodos de retorno de 1 ano e baseadas em amostras de velocidade de vento para os 10 minutos consecutivos mais fortes.

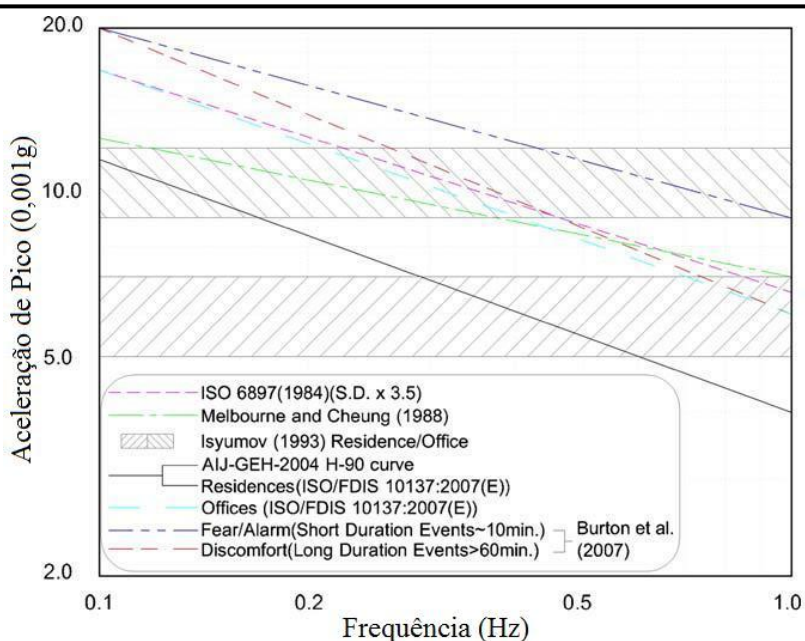


Figura 2-6: Comparação dos critérios de conforto dos ocupantes para um período de retorno de 1 ano (Kwok, 2009)

De modo a conseguir introduzir todas estas curvas num mesmo gráfico foi necessário extrapolar alguns dos períodos de retorno para 1 ano e alterar o critério da aceleração *rms* para o da aceleração de pico. A alteração do período de retorno da ISO 6897, de 5 anos para 1 ano, fez-se multiplicando o factor 0,72 pelos limites de aceleração e a passagem da aceleração *rms* para aceleração de pico pela multiplicação de um factor de pico de 3,5.

Referem-se seguidamente algumas das razões que levaram às semelhanças e discrepâncias existentes entre as curvas ilustradas na Figura 2-6:

- A falta de dependência da frequência do edifício nas gamas de acelerações de pico apresentadas por Isyumov (1993) leva a que estas não apresentem qualquer declive;
- A curva correspondente aos 90% de probabilidade da percepção do movimento apresentada pelo regulamento AIJ-GEH (2004) tem valores inferiores aos níveis das acelerações aceitáveis sugeridas nos outros regulamentos porque caracteriza os limiares de percepção em oposição aos critérios directamente relacionados com o conforto dos ocupantes;
- O andamento da curva correspondente aos eventos de longa duração proposta por Burton et al. (2007) é muito semelhante à curva fornecida nas ISO 6897. O mesmo não se constata para a curva que Burton et al. (2007) que estipula para os critérios de medo e alarme para eventos mais fortes e de curta duração uma vez que esta possui níveis de aceleração mais altos;
- Comprova-se que a curva correspondente aos 90% de probabilidade da percepção do movimento apresentada pelo regulamento AIJ-GEH (2004) é praticamente coincidente com a curva da ISO/FDIS 10137 para edifícios de habitação e que a curva corresponde aos edifícios de escritórios pode ser obtida aumentando estes limites em 70%.

Estudos mais recentes baseados na cidade de Hong Kong, por a generalidade dos edifícios habitacionais serem “arranha-céus”, constataram que os critérios de aceitabilidade propostos pela ISO/FDIS 10137 são conservativos. Esta conclusão proveio do facto de as acelerações medidas nesses edifícios num período de retorno de 1 ano serem consideravelmente superiores aos limites propostos para os edifícios habitacionais da ISO/FDIS 10137 e pela aparente falta de reclamações por parte dos ocupantes desses edifícios nos últimos 10 anos, embora estes terem sido sujeitados a diversos tufões com velocidades do vento e com acelerações registadas nos edifícios superiores às previstas.

Conclui-se assim que, apesar da necessidade de limitar a intensidade das vibrações no topo dos edifícios altos ser universalmente reconhecida, ainda não existe um consenso entre os critérios e os limites apresentados. Portanto sugere-se como possível objectivo de estudo futuro a continuação da investigação neste sentido, não só através de modelos de grande escala, como de inquéritos realizados a pessoas que habitam este tipo de edifícios.

Capítulo 3

PARÂMETROS ASSOCIADOS AOS CRITÉRIOS DE CONFORTO

O problema do conforto humano em edifícios altos é de tão grande relevância, como de grande complexidade de resolução, uma vez que a este fenómeno estão associadas uma série de incertezas que são difíceis de ser estimadas com alguma precisão.

A inexistência de edifícios altos e esbeltos no passado conduziu a que o ser humano se acostumassem a habitar e a trabalhar em zonas sem quaisquer vibrações. Nos dias de hoje tolera apenas níveis mínimos de vibrações nos edifícios. Tal facto, leva a que os edifícios devam satisfazer perfeitamente os estados limites últimos, apresentando acelerações inferiores às que provoquem desconforto e reacções emocionais e físicas adversas aos seus ocupantes.

Os estados limites do conforto humano, apesar da importância deste fenómeno em edifícios altos, ainda não foram objecto de estudos tão desenvolvidos como os ligados à resistência dos materiais. Apontam-se como principais razões as incertezas associadas ao amortecimento, à velocidade do vento e ao critério do conforto dos ocupantes. Este é baseado no nível de aceleração e na percepção e reacção do movimento que esta provoca nos humanos. Estando os critérios do conforto dos ocupantes desenvolvidos no Capítulo 2, procura-se neste capítulo analisar as incertezas associadas à velocidade do vento e ao amortecimento.

A Figura 3-1 descreve o procedimento usualmente utilizado para a obtenção da resposta e do comportamento de qualquer estrutura à acção do vento: referindo as incertezas associadas e a propagação destas.



Figura 3-1: Propagação das incertezas associadas aos parâmetros do conforto humano (Bashor & Kareem, 2009)

3.1 Velocidade do Vento

O intervalo de tempo para o qual se define a velocidade média do vento e o período de retorno para o qual um determinado valor da velocidade do vento é excedido são factores de extrema importância para a correcta caracterização da acção do vento, que, como se mencionou anteriormente, constitui uma das incertezas associadas à verificação do conforto dos ocupantes.

As zonas onde se inserem os aeroportos são correntemente objecto de estudos aprofundados de caracterização do vento, pelas razões que se conhecem. Isto leva a que muitas vezes os modelos que originam os gradientes de velocidades do vento, em zonas urbanas, sejam baseados em zonas rurais, onde os aeroportos estão implantados. Esta extrapolação de informação para as diferentes alturas dos edifícios introduz incertezas adicionais na previsão da resposta dos gradientes de velocidade do vento. Basher et al. (2005) refere algumas dessas incertezas, tais como: as incertezas aerodinâmicas associadas ao uso de modelos reduzidos em túnel de vento; as incertezas introduzidas devido ao uso de modelos reduzidos versus informação do modelo real; as incertezas associadas à transformação de acções aerodinâmicas em acções de efeito estrutural; associadas aos erros na determinação da velocidade do vento; as incertezas relacionadas com as constantes de exposição do terreno do regulamento ASCE 7 (Bashor & Kareem, 2009).

3.1.1 Intervalos de Registo

De acordo com (Mendes, 1994) o intervalo de tempo para o qual se define a velocidade média é designado por intervalo de registo e deve satisfazer as seguintes condições:

- “Ser suficientemente longo para que seja possível recorrer aos valores usualmente registados em estações meteorológicas e também observar um número significativo de ciclos da resposta dinâmica de estruturas impulsionadas pelo vento;”
- “Ser suficientemente curto para ser representativo de ventos intensos com curta duração;”
- “Corresponder a valores reduzidos dos efeitos não estacionários do vento, quer em termos de intensidade quer em termos de permanência do rumo de actuação, de modo a que não se verifiquem variações significativas nos valores da velocidade média correspondente a registos consecutivos.”

A mesma dissertação apresenta também o intervalo de tempo que Davenport aconselha, 5 a 30 minutos, e o valor óptimo sugerido por este, 15 minutos. Mais, refere que segundo Kolousek et al., os efeitos dinâmicos do vento em estruturas devem ser pelo menos igual a 100 vezes o período fundamental da estrutura em causa.

Davenport et al., constatou que, por um lado, os processos atmosféricos que estão na origem do escoamento de transporte têm escalas muito grandes e, por outro, as escalas de tempo associadas às flutuações turbulentas de velocidade são muito inferiores a dez minutos. Por este facto, a variação da velocidade média do vento obtida em registos sucessivos com durações iguais entre si e compreendidas entre dez minutos a uma hora não é significativa (Mendes, 1994).

A Tabela 3-1 mostra a divergência existente entre os tempos médios estipulados nos regulamentos internacionais que se seguem:

- Eurocode-1993 (Europa)
- ASCE 7-98 (Estados Unidos da América)
- AS1170.2-89 (Austrália)
- NBC-1995 (Canada)
- RLB-AIJ-1993 (Japão)

	EC 1	ASCE 7	AS1170.2	NBC	RLB-AIJ
Velocidade Básica do Vento	3s	3s	1h	10min	10min
Factor de rajada do vento	3s	1h	1h	10min	3s
Resposta induzida pelo vento	1h	1h	1h	10min	10min

Tabela 3-1: Tempos médios dos diferentes regulamentos (Zhou, Kijewski, & Kareem, 2002)

É importante referir que no EN 1991-1-4, mais recente que o Eurocódigo referenciado na Tabela 3-1 e definido no Capítulo 4, o valor básico da velocidade de referência do vento é referido para intervalos de registo de 10 minutos, a uma altura de 10 metros acima do nível do solo. Portanto, constata-se que é muito próximo do valor óptimo sugerido por Davenport.

3.1.2 Período de Retorno

Segundo (Mendes, 1994) o período de retorno R de uma variável aleatória pode ser definido como o número de amostras que é necessário considerar, em média, para que se registre uma amostra com valor superior a U .

A probabilidade p^L de todas as máximas velocidades médias anuais durante L anos não excederem o valor com um período de retorno igual a R anos é obtida pela expressão que se segue, se as amostras corresponderem aos valores máximos anuais da velocidade média do vento e se estes valores se admitirem independentes entre si.

$$p^L(U) = \left(1 - \frac{1}{R(U)}\right)^L \quad (3.1)$$

Portanto, a probabilidade P de um valor U da velocidade média do vento, relativo a um período de retorno R ser ultrapassado durante um intervalo de tempo igual a L anos é:

$$P(U) = 1 - p^L(U) = 1 - \left(1 - \frac{1}{R(U)}\right)^L \quad (3.2)$$

No Subcapítulo 2.3 constatou-se que não existe um período de retorno único, a partir do qual se tenha feito a verificação dos estados limites de conforto em edifícios altos sujeitos à acção do vento. Em contrapartida, existem vários estudos efectuados por diferentes investigadores, para distintas zonas, nos quais se recomendam períodos de retorno a utilizar. Por exemplo, na América do Norte utiliza-se geralmente um período de retorno de 10 anos para a acção do vento, de modo a definir os limiares de percepção humana e níveis de tolerância, embora, nas regiões com frequentes tufões e furacões empregam-se períodos de retorno menores, que podem chegar a 1 ano.

Deste modo, tem-se, muitas vezes, a necessidade de alterar o período de retorno para o qual a caracterização da acção do vento está definida nos regulamentos. Ilustra-se de seguida algumas dessas expressões.

Mendes (1994) propõe uma expressão na qual os valores característicos da distribuição de máximos referida a um período genérico τ e a um período de 50 anos vale:

$$U_{k,\tau,1R} = U_{k,50,1R} \cdot \left[1 - 0,071 \cdot \ln\left(\frac{50}{\tau}\right)\right] \quad (3.3)$$

Onde, $U_{k,\tau,1R}$ e $U_{k,50,1R}$ representam o valor da velocidade média para o período genérico (τ) e para um período de retorno de 50 anos, respectivamente.

De notar que, para o dimensionamento de qualquer estrutura, à excepção das igualmente sensíveis à acção do vento em todas as direcções, tais como as estruturas de secção circular, só interessa considerar “um só rumo” da distribuição dos máximos. Para a descrição estatística da velocidade média do vento, adopta-se geralmente uma distribuição de máximos do tipo I, Gumbel (Mendes, P., Modelação Numérica do Comportamento Aerodinâmico de Estruturas Esbeltas, 1994).

O artigo da autoria de (Bashor & Kareem, 2009) ilustra uma fórmula geralmente utilizada para representar a velocidade do vento X_R definida por uma distribuição de máximos do tipo I, num determinado período de retorno R , por meio de:

$$X_R \cong \lambda + \delta \cdot \ln(R) \quad (3.4)$$

λ e δ representam respectivamente a média e o desvio padrão da velocidade do vento, sendo a expressão válida apenas para períodos de retorno maiores ou iguais a 10 anos.

No entanto, os problemas relacionados com o conforto dos ocupantes em edifícios altos são normalmente avaliados para períodos de retorno entre 1 e 10 anos. Portanto a Expressão 3.5, que é utilizada pela ASCE (*American Society of Civil Engineers*) para períodos de retorno de 10 anos, resultará numa estimativa da velocidade do vento sobreavaliada, e por conseguinte, da aceleração utilizada na avaliação da habitabilidade (Bashor & Kareem, 2009).

A norma europeia EN 1991-1-4 define o parâmetro c_{prob} ilustrado na Expressão 3.5, que se multiplica aos valores de referência da velocidade do vento, permitindo obter a velocidade média do vento referida a intervalos de registo de 10 minutos e com uma probabilidade p de ser excedida. Os valores de referência da velocidade do vento, por sua vez, são valores característicos cuja probabilidade anual de serem excedidos é 0,02, que equivale a um período de retorno de 50 anos.

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1-p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right)^n \quad (3.5)$$

Onde, K e n são 0,2 e 0,5, respectivamente. Estes valores recomendados pela norma europeia EN 1991-1-4 correspondem a admitir que os valores máximos anuais da velocidade média do vento são modelados por uma distribuição de extremos do tipo I, Gumbel, de valores máximos.

3.2 Amortecimento

São vários os estudos que se têm realizado no sentido de reduzir as susceptibilidades dos edifícios altos à acção do vento. A aerodinâmica e os sistemas estruturais dos edifícios, o solo e os dispositivos complementares, são exemplos das fontes de amortecimento mais vulgarmente citadas pela sua possível contribuição para a redução das vibrações registadas no topo dos edifícios. A dificuldade em quantificar, com alguma precisão, o amortecimento resultante de todas estas fontes leva a que este parâmetro constitua outra incerteza na avaliação do conforto humano em edifícios altos.

Os dispositivos complementares de dissipação de energia apenas se aplicam, em geral, nos casos em que é inexistente o melhoramento das outras fontes, e as acelerações no topo dos edifícios não se encontram dentro dos limites admissíveis. Nos casos dos edifícios serem bastante altos, como os que se procura tratar neste documento, a contribuição do amortecimento inerente à interacção solo-fundação pode, em geral, ser desprezada.

Como se referiu anteriormente, em 2.1.1, um dos fenómenos mais importantes que afecta os edifícios altos e esbeltos é o desprendimento de vórtices. O pico da Figura 3-2 representa o efeito do fenómeno de desprendimento de vórtices na resposta de um edifício.

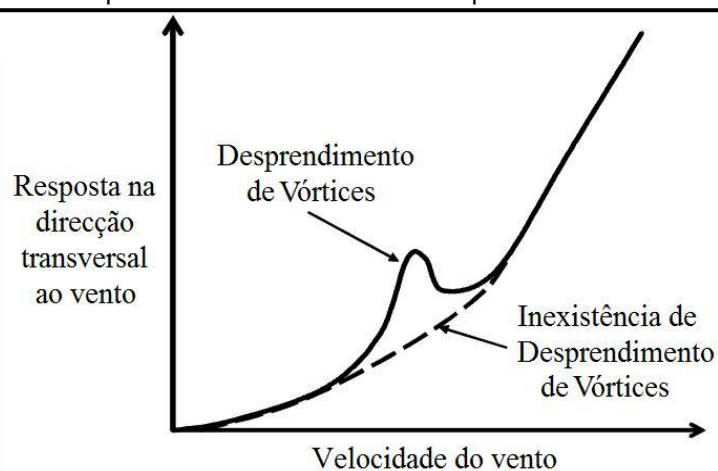


Figura 3-2: Efeito dos desprendimentos de vórtices na resposta de um edifício (Irwin, Kilpatrick, & Frisque, Friend or Foe, Wind at Height, 2008)

Para que não ocorram vibrações exageradas nos edifícios devidas à acção do vento, um dos principais cuidados a ter no dimensionamento de edifícios altos é a eliminação da formação de vórtices ou a aplicação de dispositivos complementares de amortecimento.

Neste subcapítulo descrevem-se as formas de minimizar as vibrações dos edifícios altos induzidas pelo vento, representadas na Tabela 3-2, apresentando-se alguns exemplos de aplicação recentes (Irwin, Kilpatrick, & Frisque, Friend or Foe, Wind at Height, 2008).

Fontes de Amortecimento	Tipo	Método e Objectivo	Nomenclaturas e Modificações
Melhoramento das Características Aerodinâmicas	Passivo	Melhoramento aerodinâmico das propriedades para redução do coeficiente de força	Modificação dos cantos, Aberturas
Dimensionamento Estrutural	Passivo	Aumento da massa do edifício para reduzir o rácio da massa de ar/edifício	Aumento de custos dos materiais
		Aumento da rigidez ou da frequência natural	<i>Bracing walls, Thick Members</i>
Dispositivos Complementares de Amortecimento	Passivo	Adição de dispositivos com propriedades de energia dissipativa, aumentando o amortecimento do edifício	SD, SJD, LD, FD, VED, VD, VD, OD
		Introdução der massa complementar ao sistema, para aumentar os níveis de amortecimento	TMD, TLD
	Activo	Geração de forças de controlo, através da inércia do sistema, para minimização d a resposta do sistema	AMD, HMD, AGS
		Geração de forças de controlo aerodinâmicas para redução do coeficiente de força do vento, ou minimização da resposta da estrutura	<i>Rotor, Jet, Aerodynamic Appendages</i>
		Mudança da rigidez para evitar ressonância	AVS

SD: *Steel Damper*, Amortecedor de Metal; SJD: *Steel Joint Damper*, LD: *Lead Damper*, FD: *Friction Damper*, Amortecedor de Fricção; VED: *Visco-Elastic Damper*, Amortecedor Visco-Elastico; VD: *Viscous Damper*, Amortecedor Viscoso; OD: *Oil Damper*; TMD: *Tuned Mass Damper*, Amortecedor de Massa Sintonizada; TLD: *Tuned Liquid Damper*, Amortecedor de Movimento de Líquido; AMD: *Active Mass Damper*, Amortecedor de Massa Activo; HMD: *Hybrid Mass Damper*, Amortecedor Híbrido de Massa; AGS: *Active Gyro Stabilizer*; AVS: *Active Variable Stiffness*

Tabela 3-2: Minimização das vibrações estruturais – dispositivos complementares de amortecimento (Kareem, Kijewski, & Tamura, 1999)

3.2.1 Dimensionamento Estrutural

Uma forma de resolver o problema causado pelos desprendimentos de vórtices é aumentar a rigidez do edifício, e, por conseguinte, a sua frequência própria, de modo a que a velocidade do vento para o qual ocorre a ressonância do sistema não se verifique para a gama de velocidades do dimensionamento (Irwin, *Wind Engineering Challenges of the New Generation of Super-Tall Buildings*, 2009). Contudo, é preciso ter atenção que por vezes o aumento da rigidez origina o incremento da taxa de variação da aceleração, que, como se referiu, é um dos parâmetros que causa desconforto nos ocupantes (Kareem, Kijewski, & Tamura, 1999).

O incremento da massa do edifício representa outra forma de solucionar o problema causado pelo fenómeno dos desprendimentos de vórtices. A amplitude do movimento do edifício provocada pela excitação do movimento tem tendência a variar inversamente com o número de Scruton. Uma vez que este é directamente proporcional à massa, conclui-se que o aumento da massa ajuda na resolução do problema dos desprendimentos de vórtices (Irwin, *Wind Engineering Challenges of the New Generation of Super-Tall Buildings*, 2009). No entanto, o

aumento desta provoca uma amplificação da força de inércia correspondente à acção sísmica, o que não é, de todo, aconselhável. Deste modo, é necessário encontrar-se um ponto óptimo para a conjugação dos dois efeitos.

Outra forma ainda de melhorar a resposta do edifício à acção do vento, e, por conseguinte, o conforto dos seus ocupantes, é a alteração da configuração dos modos de vibração, de modo a aumentar a massa modal dos pisos superiores da estrutura, pois a massa efectiva é inversamente proporcional às acelerações induzidas pelo vento (Kareem, Kijewski, & Tamura, 1999).

É importante referir que o amortecimento associado aos materiais estruturais propriamente dito, como o betão armado, metal ou a composição dos dois, é limitado pelo amortecimento associado a estes materiais, não sendo portanto possível aumentá-los. Todavia, o melhoramento do sistema estrutural, que se descreveu imediatamente acima, pode aumentar, de uma forma indirecta, o amortecimento.

A evolução do dimensionamento estrutural dos edifícios tem sido bastante influenciada pelo crescimento destes em altura. Para que os edifícios altos e esbeltos resistissem aos esforços provocados pelas acções laterais tornou-se necessário adicionar alguns elementos estruturais, transferindo alguns dos esforços provocados pelas acções laterais para a zona exterior resistente. Na Figura 3-3 observam-se representações esquemáticas dos métodos utilizados para a melhoria dos sistemas estrutural dos edifícios *Melbourne Tower* na Austrália, 560 metros, e *Plaza Rakyat* na Malásia, 382 metros, assim como uma imagem de cada um dos edifícios, respectivamente da esquerda para a direita. Nestas, o termo "outrigger" da literatura anglo-saxónica é utilizado para definir um elemento que aumenta a rigidez da estrutura.

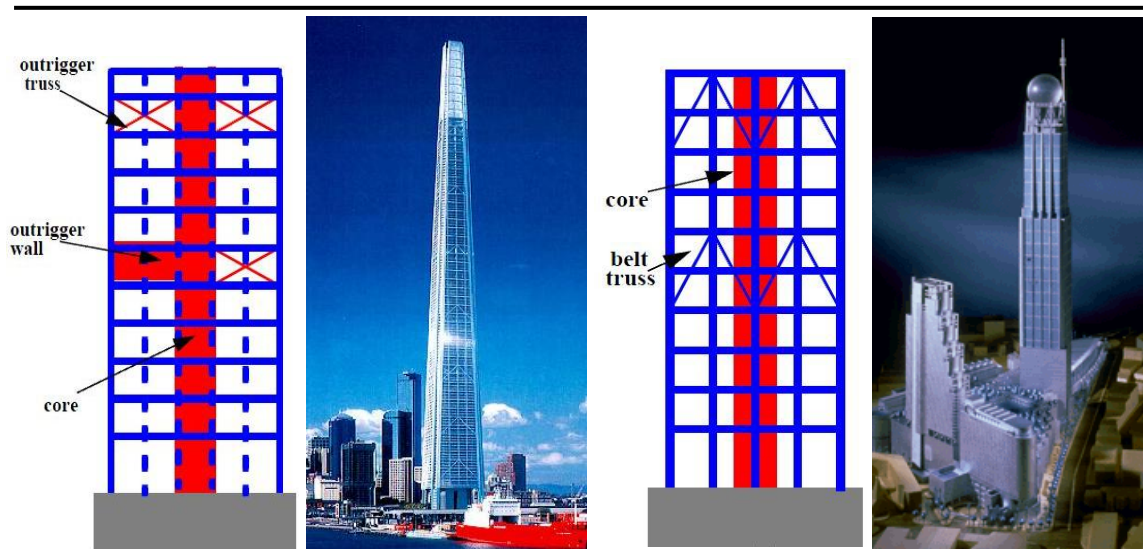


Figura 3-3: Representações esquemáticas e imagens dos edifícios *Melbourne Tower* e *Plaza Rakyat* (Kareem, Kijewski, & Tamura, 1999)

O procedimento utilizado na *Melbourne Tower* consistiu em construir um núcleo central, em betão armado, e na colocação de treliças metálicas e paredes resistentes em betão armado no

interior do edifício. Estas permitem ligar as paredes resistentes da periferia do edifício ao núcleo central, aumentando bastante a resistência do edifício quando sujeito a forças laterais.

A metodologia utilizada para o modelo estrutural da *Plaza Rakyat* representa um melhoramento da anterior, uma vez que os pisos do edifício são diafragmas que permitem a transferência directa dos esforços do núcleo central para as paredes exteriores através de treliças “*belt*” que se introduzem na periferia do edifício. Desta forma, não é necessária a introdução de elementos no interior do sistema, simplificando bastante a estrutura (Kareem, Kijewski, & Tamura, 1999).

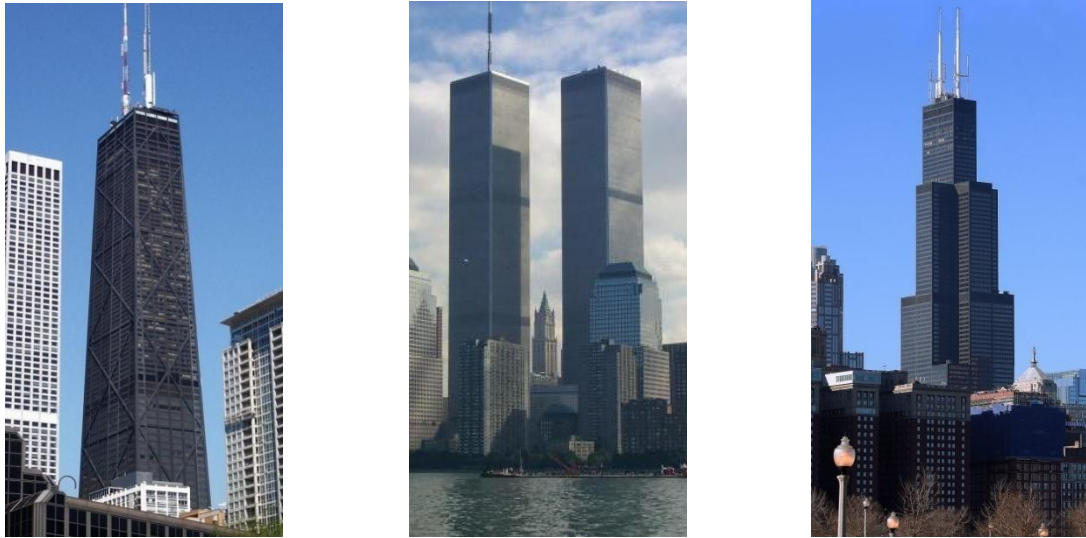


Figura 3-4: Fotografias dos edifícios *John Hancock Center*, *World Trade Center Towers* e *Shear Tower*

A Figura 3-4 ilustra três edifícios onde se aplicou o sistema estrutural em tubo muito utilizado no final do século XX. O sistema em tubo consiste num conjunto de pilares exteriores próximos uns dos outros e rigidamente ligados por vigas robustas e inclinadas. Mais recentemente este conceito foi utilizado com o nome de *Tube-in-Tube*, uma vez que ao “tubo” exterior se adicionou outro interior em betão armado que funciona como núcleo central e permite equilibrar entre cerca de 15% a 20% do esforço transversal provocado por acções laterais (Kareem, Kijewski, & Tamura, 1999).

3.2.2 Melhoramento das Características Aerodinâmicas

O aumento da rigidez do edifício no dimensionamento estrutural pode sem dúvida atenuar ou mesmo eliminar o fenómeno dos desprendimentos de vórtices alternados, uma vez que a frequência natural do edifício aumenta, deslocando o pico da Figura 3-2 para a direita. No entanto, o dimensionamento estrutural tem um grande peso no custo final deste tipo de edifícios e portanto a melhoria dos materiais que o constituem geralmente é tão dispendiosa

que leva a que se opte por outras soluções. De forma a solucionar o problema, minimizando os custos, elaboraram-se uma série de estudos, tendo-se concluído que a alteração da configuração do edifício seria a melhor forma para atenuar ou eliminar este fenómeno.

Para melhorar as características aerodinâmicas, apesar da resolução do problema do fenómeno de desprendimentos de vórtices constituir o aspecto principal, também se deve procurar reduzir as vibrações do edifício na direcção do vento, uma vez que estas reduzem igualmente o custo final da obra.

O melhoramento das características aerodinâmicas faz-se, geralmente, através da alteração da forma da secção do edifício ou das variações e reduções da sua secção em altura. Na Tabela 3-3 apresentam-se alguns dos procedimentos que se podem considerar no dimensionamento aerodinâmico.





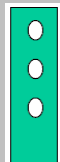
Imagem	Variações	Descrição
	Arredondamento das arestas vivas da secção	Secções quadradas e rectangulares dos edifícios são as mais comuns, embora sejam também as mais afectadas pelo fenómeno de desprendimento de vórtices. Verificou-se que arredondando e seccionando as arestas vivas da secção pode reduzir-se em 10% as excitação.
	Afunilamento em altura	Os desprendimentos de vórtices alternados variam com a largura do edifício. Com a diminuição da largura do edifício em altura, os vórtices irão "tentar" desprender a diferentes alturas, reduzindo drasticamente os esforços de excitação.
	Variação da forma da secção em altura	A variação da forma da secção em altura, de secções com arestas vivas para secções arredondadas, provoca a variação do número de Strouhal, que por sua vez faz variar os desprendimentos de vórtices. Portanto, tal como no procedimento anterior, resulta num desprendimento mais desordenado dos vórtices, diminuindo os esforços de excitação.
	Spoilers	Os <i>spoilers</i> são elementos de placas que se colocam em redor dos edifícios, de forma a reduzir o fluxo de ar em torno de uma superfície aerodinâmica. Em chaminés normalmente utilizam-se "cintas Scruton" em espiral, enquanto em edifícios de secções diferentes das circulares muitas vezes se utilizam elementos de placa com intervalos ao longo da altura do edifício.
	Porosidade e Aberturas	Secções porosas ou com aberturas permitem que o vento atravesse o interior dos edifícios, enfraquecendo e perturbando a formação dos vórtices em redor destes, conduzindo à anulação das excitações provocadas pelos desprendimentos de vórtices.

Tabela 3-3: Procedimentos para reduzir as excitações dos edifícios provocadas pela acção do vento (Irwin, Kilpatrick, & Frisque, Friend or Foe, Wind at Height, 2008)

Na Figura 3-5 ilustram-se imagens das torres *Jin Mao* na China, 421 metros, e *Petronas* na Malásia, 450 metros, nas quais o dimensionamento aerodinâmico foi efectuado recorrendo-se essencialmente ao primeiro procedimento da Tabela 3-3.



Figura 3-5: Topo e corpo do edifício *Jin Mao*, à esquerda, e *Petronas Towers*, à direita

A torre *Russia Tower*, em Moscovo, representada na primeira imagem da Figura 3-6 está neste momento em construção e irá ter cerca de 610 metros de altura. A segunda imagem corresponde ao edifício *Lotte Super Tall* na Coreia que ainda se encontra na fase de projecto e irá ter 555 metros. Por sua vez, as terceira e última imagens correspondem, respectivamente, à torre *Burj Dubai* no Dubai, 818 metros, e *Shanghai World Financial Center* na China, 492 metros e estão neste momento em funcionamento. Na *Russia Tower* procurou-se melhorar as características aerodinâmicas através de um afunilamento da secção em altura, na *Lotte Super Tower* através de um afunilamento em altura e aumento de porosidade, na *Burj Dubai* pela variação da secção em altura e na *Shanghai World Financial Center* pela introdução de uma abertura no topo do edifício.



Figura 3-6: Imagem da *Russia Tower*, à esquerda, *Lotte Super Tower* e *Burj Dubai*, no centro e *Shanghai World Financial Center*, à direita (Xie & Kelly, Wind Engineering Studies for Super-tall Buildings, 2009)

Enquanto os desprendimentos de vórtices são a principal causa das vibrações exageradas dos edifícios altos na direcção transversal ao vento, nos edifícios superiores a 300 metros, “arranha-céus”, estes efeitos podem também ser originados por fenómenos de turbulência (*buffeting*) (Irwin, Kilpatrick, & Frisque, Friend or Foe, Wind at Height, 2008). A turbulência *buffeting*, já referida em 2.1.1, está associado às vibrações na direcção do vento que resultam da crescente turbulência com origem na formação de vórtices provocados pela presença de obstáculos na superfície do edifício ou na sua vizinhança. Uma vez que geralmente ocorre em objectos com um dos lados da secção muito maiores que o outro, como é o caso das asas dos aviões, deve evitar-se este tipo de configurações na concepção de edifícios altos. No entanto, é de notar que quando o escoamento percorre a direcção mais longa a turbulência *buffeting* não ocorre.

3.2.3 Dispositivos Complementares de Amortecimento

Outra forma de reduzir as vibrações provocadas pelo fenómeno de desprendimentos de vórtices é através da colocação de dispositivos complementares de amortecimento, de forma a aumentar o coeficiente δ . A vantagem que estes sistemas têm em relação às outras formas de amortecimento é o facto de os projectistas dos edifícios serem menos condicionados na definição da configuração do edifício, no que respeita aos efeitos aerodinâmicos.

Os dispositivos de dissipação de energia referidos na Tabela 3-2 podem ser do tipo passivo, semi-activo, activo ou híbrido. Na Figura 3-7 encontra-se ilustrado o funcionamento dos três primeiros.

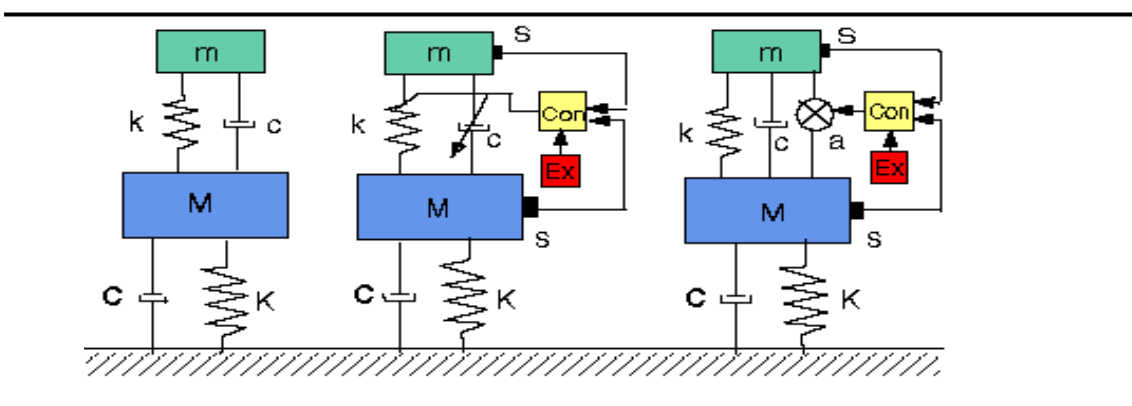


Figura 3-7: Esquema de um dispositivo do tipo Passivo, Semi-Activo ou Activo, respectivamente da esquerda para a direita, onde Con: controlador; a: actuador; EX: excitação e S: sensor (Kareem, Kijewski, & Tamura, 1999)

Os dispositivos geralmente mais utilizados em edifícios altos para atenuar os efeitos da acção do vento são:

- Amortecedores de Massa Sintonizada (TMD);
- Amortecedores de Movimento de Líquido (TLD);
- Amortecedores Visco-Elásticos (VED);
- Amortecedores de Viscosidade (VD);
- Amortecedores de Massa Activo (AMD);
- Amortecedores Híbridos de Massa (HMD).

3.2.3.1 Sistemas Passivos

O princípio associado aos amortecedores de massa sintonizados (TMD) é ilustrado no primeiro esquema da Figura 3-7. Neste sistema a massa m é adicionada à massa principal M do edifício, por meio de um elemento de ligação e de um sistema de amortecimento viscoso ou visco-elástico. A frequência natural da massa m é sintonizada de forma a ser idêntica à do sistema principal de massa M . Os TMDs transmitem uma força de inércia ao edifício que permite reduzir o movimento deste, sendo a sua eficiência dependente das características dinâmicas e da quantidade de massa empregue no sistema.

O sistema normalmente é accionado para valores de aceleração superiores a 0,003g, podendo vir a reduzir em mais de 50% a resposta do edifício na direcção da acção do vento. Normalmente a massa (m) varia entre 0,25% e 1,0% da massa vibrante do modo fundamental do edifício (Kareem, Kijewski, & Tamura, 1999).

O edifício *Taipei 101* em Taiwan, 509 metros, é um exemplo de aplicação deste sistema, ilustrando-se na Figura 3-8 dois esquemas do TMD utilizado e uma fotografia do edifício.



Figura 3-8: Esquemas do TMD utilizado no edifício *Taipei 101* e uma fotografia deste (Irwin, Kilpatrick, & Frisque, Friend or Foe, Wind at Height, 2008)

Neste caso o elemento de ligação referido é baseado no princípio de um pêndulo, a massa (m) é de metal, com 660 toneladas, sendo suspensa a partir do topo da torre.

Nos casos em que não existe espaço suficiente para a implantação de um pêndulo, a utilização deste tipo de TMDs não é possível. Por isso, no sentido de se diminuir a área de implantação necessária, têm surgido pêndulos mais complexos, como é o exemplo do *Compact Compound Pendulum* TMD utilizado na torre *Bloomberg* em Nova Iorque, 246 metros, que se ilustra na Figura 3-9.



Figura 3-9: Esquema do TMD aplicado no edifício *Bloomberg Tower* e a sua fotografia (Irwin, Kilpatrick, & Frisque, Friend or Foe, Wind at Height, 2008)

Os amortecedores de movimento de líquido (TLD) funcionam de maneira idêntica aos TMDs, uma vez que, analogamente aos TMDs, se adiciona no topo do edifício um fluido de massa m que se sintoniza de forma a “chapinhar” com o movimento do edifício, permitindo assim reduzir as acelerações registadas no topo dos edifícios. Os TLDs dividem-se nos *Tuned Liquid Column Dampers* (TLCDs) ou nos *Tuned Sloshing Dampers* (TSDs).

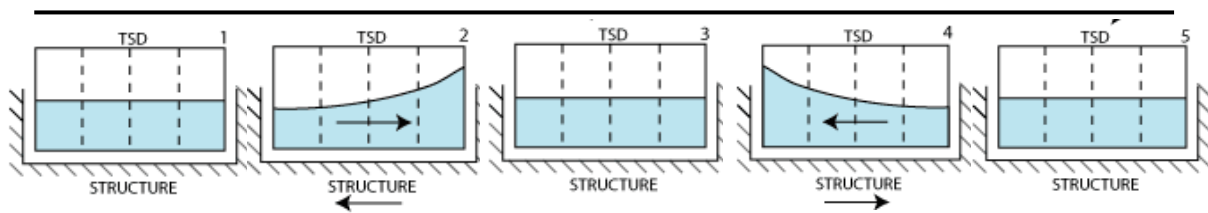


Figura 3-10: Funcionamento do sistema TSD

Os TSDs consistem no movimento de ondas de um fluido que absorve a energia de vibração da estrutura através do caminho das ondas e da ação viscosa do líquido num tanque parcialmente cheio. O tanque é dimensionado para que a superfície das ondas do fluido tenha uma frequência idêntica à frequência fundamental do edifício. A frequência do fluido depende da sua densidade e do comprimento, largura e profundidade do tanque onde está contido. O tanque é ainda dividido em várias partições por dispositivos que permitem a

dissipação da energia do fluido, como são exemplo as grelhas, que estão representadas a tracejado na Figura 3-10 e na Figura 3-11.

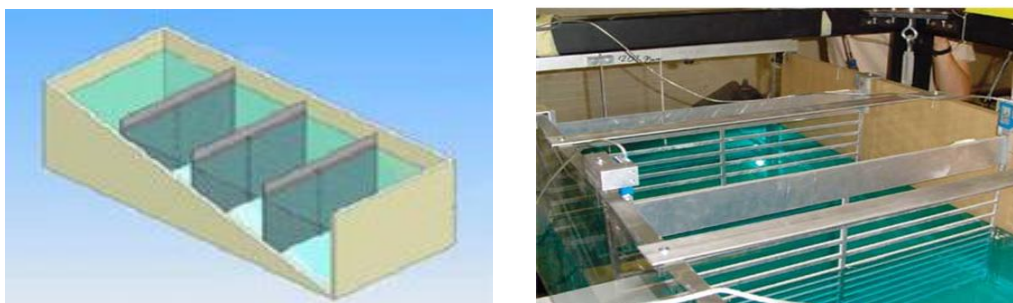


Figura 3-11: Representação esquemática e modelo do sistema TSD com grelhas (Irwin, Kilpatrick, & Frisque, Friend or Foe, Wind at Height, 2008)

Na Figura 3-10 representa-se por fases o funcionamento do sistema TSD, correspondendo as fases 1 e 5 ao instante imediatamente antes e depois do evento do vento e as fases 2, 3 e 4 ao início do evento, à oscilação da estrutura devida ao vento, ao movimento oposto do fluido TSD devido à inércia do fluido da gravidade, ao amortecimento do fluido devido à turbulência provocada pelas restrições do escoamento e à redução das oscilações da estrutura.

A aplicação destes sistemas foi feita principalmente no Japão, embora também existam em edifícios nos Estados Unidos da América. O edifício *One Rincon Hill* em São Francisco, 195 metros, representado na Figura 3-12 é um exemplo desta aplicação.

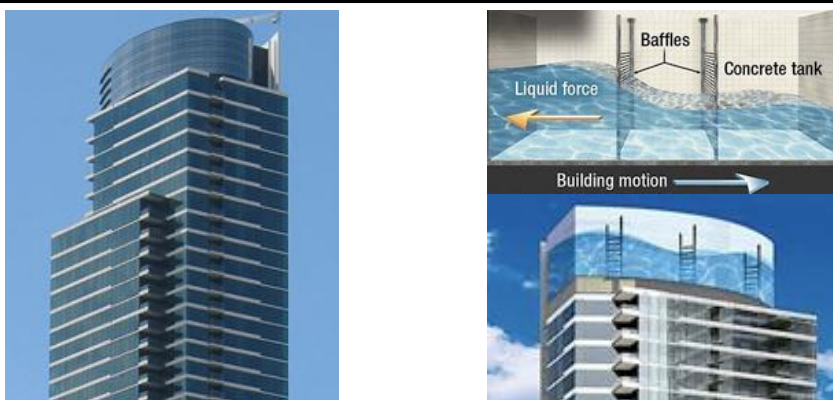


Figura 3-12: Fotografia do edifício *One Rincon Hill* e dois esquemas do funcionamento do TSD aplicado

Por sua vez, os TLCs têm a forma de um tubo em “U” e induzem oscilações numa coluna de líquido, em oposição às ondas provocadas nos TSDs. Normalmente consideram-se semi-ativos pelo facto de o amortecimento dos TLCs ser controlado por um orifício entre as duas colunas de água. Têm incorporado um instrumento que, consoante as oscilações do edifício, aumenta ou diminui o tamanho do orifício, ajustando as colunas de água no tubo e permitindo que os TLCs possam ser sintonizados para várias frequências.

Na Figura 3-13 apresenta-se uma imagem do edifício *Random House* em Nova Iorque, 206 metros, no qual se empregou, pela primeira vez nos Estados Unidos da América este sistema.

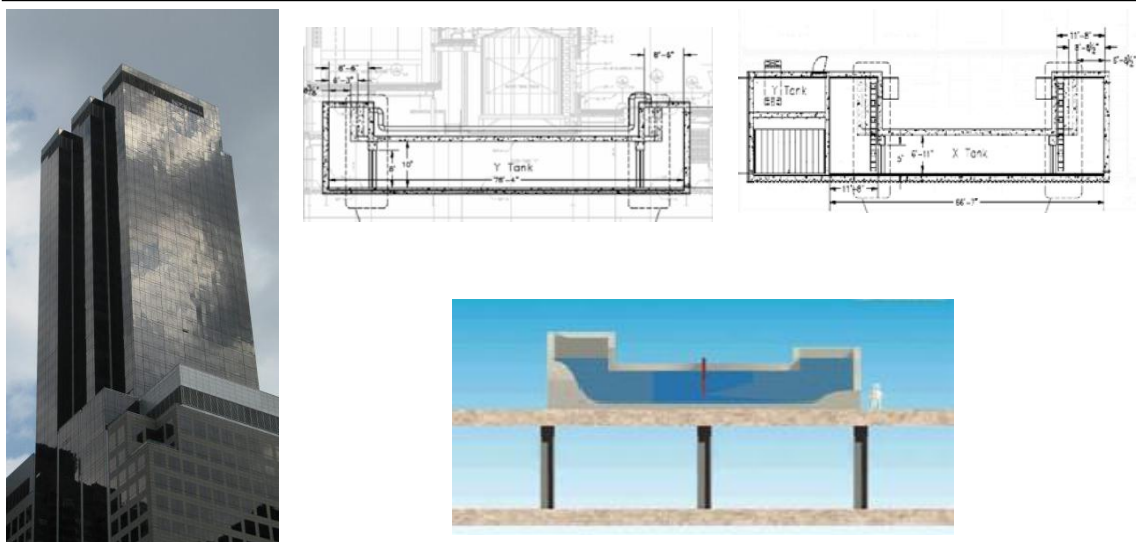


Figura 3-13: Fotografia do edifício *Random House*, esboços e representação esquemática do TLCD aplicado (Tamboli, FASCE, Joseph, Vadnere, & Xu, 2008)

Os amortecedores Visco-Elásticos (VED) também são do tipo passivo e têm como objectivo converter energia mecânica em energia calorífica. Os polímeros são normalmente os materiais visco-elásticos utilizados, sendo instalados no interior de dispositivos metálicos e deformam-se por corte. Este mecanismo permite aumentar progressivamente a força gerada pelo sistema, à medida que as vibrações do edifício aumentam, introduzindo ao mesmo tempo um acréscimo na rigidez do edifício (Kareem, Kijewski, & Tamura, 1999). O primeiro edifício onde se procedeu à aplicação deste sistema foi o *World Trade Center*, 415 metros, em 1969.

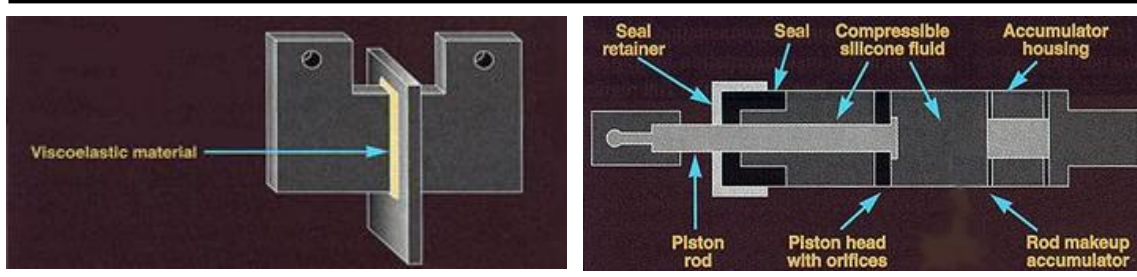


Figura 3-14: Representação esquemática de um aparelho VED, à esquerda e VD, à direita

Os amortecedores Viscosos (VD) geram uma força resistente ao longo de um deslocamento finito através da acção de um piston forçado por uma câmara preenchida com um fluido completamente viscoso de comportamento linear. A primeira aplicação do VD foi realizada para a acção sísmica, no edifício *San Bernadino County Medical Center*, na Califórnia.

A Figura 3-14 ilustra uma representação esquemática do sistema VED e VD.

3.2.3.2 Sistemas Activos

O funcionamento dos sistemas activos está representado no terceiro esquema da Figura 3-7.

Nos amortecedores Activos de Massa (AMD) existe um sistema computadorizado que analisa as vibrações do edifício. Para determinados parâmetros introduz uma força de controlo baseada na resposta do edifício. A força é submetida através de uma ou várias massas deslizantes ou em pêndulos que contrariam o movimento do edifício. O *Herbis Osaka* no Japão, 189 metros, ilustrado na primeira imagem da Figura 3-15, é exemplo de um edifício onde se implementou um sistema AMD.

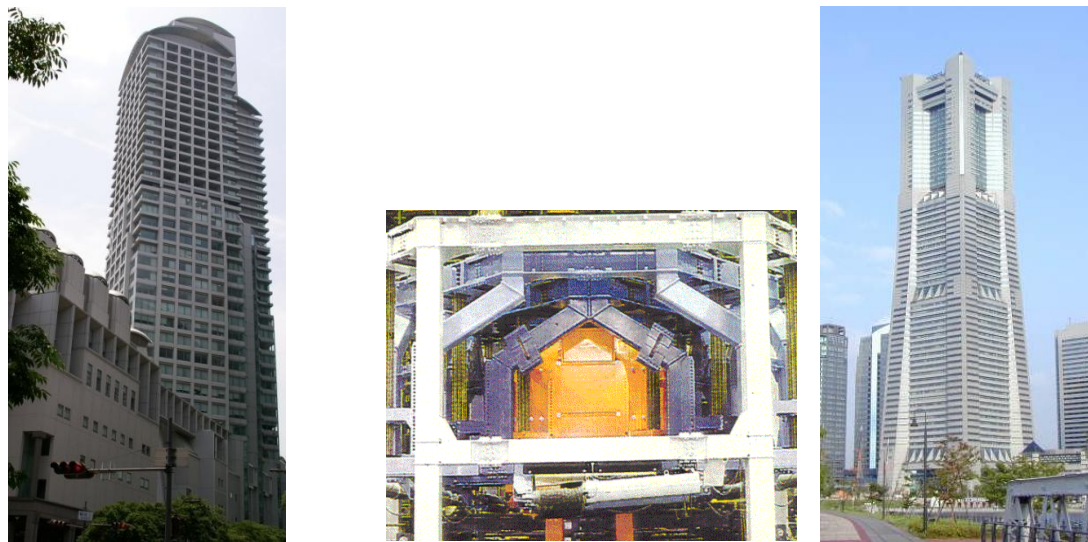


Figura 3-15: Fotografia do edifício *Herbis Osaka*, à direita, uma das unidades HMD instaladas no edifício *Landmark Tower*, no centro, e a sua fotografia, à esquerda

3.2.3.3 Sistemas Híbridos

Os sistemas dos amortecedores Híbridos de Massa (HMD) tanto funcionam passivamente, por utilizarem o conceito de massa móvel dos amortecedores de massa sintonizados, como activamente, pelo facto de o sistema ser accionado apenas quando é necessário corrigir a instabilidade da resposta do edifício, provocada subitamente por sismos ou tempestades. Uma vez accionada a fase activa, o sistema retoma a fase passiva no caso de os eventos do vento ou do sismo terminarem.

O sistema HMD foi aplicado com grande notoriedade no edifício *Landmark Tower* no Japão, 296 metros, representando-se uma fotografia deste na terceira imagem da Figura 3-15. Na segunda imagem dessa mesma figura está uma das duas unidades HMD aplicadas a 282 metros de altura. Cada uma delas tem três pêndulos activos em duas direcções, pesa 250 toneladas, tem 5 metros de altura e ambas estão ligadas por vários cabos de aço (Kareem, Kijewski, & Tamura, 1999).

3.2.3.4 Comparação entre os Dispositivos Complementares de Amortecimento

A escolha óptima de um destes dispositivos, para um determinado projecto, depende de uma série de factores como: a quantidade de amortecimento requerida, a disponibilidade de espaço reservada para estes, o número de modos de vibração envolvidos e a acessibilidade para manutenção, entre outros.

Os TMDs, apesar de serem muito eficientes e terem baixos custos de manutenção, requerem um espaço considerável no topo dos edifícios e são muito dispendiosos, quando comparados com os VEDs e VDs.

Podendo apresentar a mesma eficiência dos TMDs, os TLDs são ainda mais fáceis de instalar, mais baratos e mais seguros.

Os sistemas TSDs são o tipo de TLDs mais simples de implementar, uma vez que não requerem quaisquer componentes sofisticadas. No entanto, o seu funcionamento óptimo não é garantido para todas as excitações do edifício, pois a frequência de amortecimento não aumenta linearmente com a amplitude de excitação.

Deste modo, para valores superiores ou inferiores da frequência de dimensionamento o funcionamento deste tipo de sistemas pode não ser adequado. Percebe-se assim que a eficiência dos TLCs, que correspondem ao outro tipo de TLDs, é melhor, uma vez que as oscilações existentes entre as colunas de líquido são controladas por um orifício que permitem a sua adaptação a frequências diferentes da frequência de dimensionamento.

Os sistemas VDs e VEDs são os que ocupam menos espaço, têm uma relação preço/eficiência melhor e necessitam de menor manutenção. Contudo, requerem a resolução de uma série de estudos para a sua correcta integração no sistema estrutural.

Nos Estados Unidos da América recentemente deixou de fabricar-se os VEDs por estes serem afectados por alguns factores, dos quais é exemplo a temperatura. Constatou-se que para determinadas gamas de temperatura o funcionamento destes aparelhos ficava comprometido.

Por sua vez, os aparelhos VDs são os mais eleitos na engenharia civil, pelas razões mencionadas anteriormente, como também por não exigirem energia exterior para serem accionados. Por terem sido muito usados por militares, foi possível comprovar que os VDs podem durar aproximadamente cem anos, sem perda de eficácia.

Os dispositivos activos do tipo AMDs requerem massas menores e têm níveis de eficiência superiores aos amortecedores passivos. No entanto, apresentam algumas desvantagens significativas: como estarem ininterruptamente a funcionar, dependendo mais energia com consequentes custos de manutenção; a fiabilidade do sistema; e o facto de parte do espaço economizado em relação aos TMDs e TLDs ser substituído por aparelhos complexos de que o sistema necessita.

Por fim, os HMDs apesar de terem custos grandes na sua instalação, conseguem ter as vantagens dos sistemas AMDs com uma diminuição acentuada dos custos de operação e manutenção, uma vez que o modo activo pode ser accionado apenas quando necessário.

Conclui-se assim que todos os sistemas têm as suas vantagens e desvantagens. Cada edifício constitui um caso e, portanto, os parâmetros da energia, manutenção e disponibilidade de espaço têm de ser otimizados para cada caso. O importante é certificar-se que a fonte de amortecimento será eficiente e suficiente para garantir que as amplitudes envolvidas na operacionalidade dos edifícios não sejam superiores aos limites admissíveis.

Capítulo 4

AVALIAÇÃO DAS ACELERAÇÕES INDUZIDAS PELO VENTO

No dimensionamento de sistemas estruturais de edifícios a principal preocupação dos engenheiros está na avaliação e na análise dos efeitos das acções estáticas e dinâmicas. Com os modelos de análise actualmente disponíveis, os efeitos das acções estáticas, tensões e deformações resultantes, são geralmente mais previsíveis e podem ser calculadas com um grande nível de confiança. Em oposição, as acções dinâmicas, de que a acção do vento e do sismo são exemplos, são geradas por eventos probabilísticos e envolvem vibrações que fornecem energia à estrutura do edifício.

A acção do vento, tratada neste documento, muitas vezes apresenta um escoamento repentino, complexo e de difícil previsão, oriundo de rajadas de vento associadas a tempestades sazonais e do fenómeno *vortex-shedding* existente a sotavento dos edifícios. Nestas situações ocorrem mudanças rápidas na intensidade, direcção e distribuição das forças resultantes da acção do vento, originando uma grande complexidade na previsão do comportamento da estrutura e dificuldade na avaliação dos critérios de dimensionamento do edifício.

Neste capítulo referem-se alguns princípios básicos relativos ao fenómeno do vento, abordam-se os vários métodos possíveis para a avaliação das acelerações induzidas pelo vento no topo dos edifícios altos e faz-se uma comparação qualitativa entre dois regulamentos.

4.1 Fenómeno do Vento – Princípios Básicos

Na mecânica dos fluidos assume-se que o comportamento fundamental do regime de um fluido segue as leis da conservação de massa, energia, e da quantidade de movimento, assim como os princípios básicos da física Newtoniana presentes na mecânica dos sólidos. O vento, não sendo excepção, apresenta as propriedades físicas específicas do ar, ou seja, tem uma dada densidade de massa, temperatura, e viscosidade, e escoar com uma determinada velocidade.

Ao interagir com um edifício o vento tem tendência a desviar-se, produzindo uma força que actua perpendicularmente à superfície e que representa a pressão dinâmica. Esta é estabelecida pela energia potencial que advém da energia cinética do movimento do vento. A Expressão 4.1 mostra a equação de Bernoulli para o escoamento de um fluido, a qual representa a resultante da pressão dinâmica da energia potencial q , onde ρ é a densidade de massa do fluido e v é o vector de velocidade do escoamento do fluido.

$$q = \frac{1}{2} \cdot p \cdot v^2 \quad (4.1)$$

Um fenómeno também importante é a desaceleração da velocidade do vento que ocorre quando o fluxo de vento escoia paralelamente ao edifício. Esta é devida fundamentalmente à fricção causada pela tensão de corte existente entre o fluído e a superfície do edifício, que por sua vez, está relacionada com a rugosidade da sua superfície.

Outro conceito, talvez o mais relevante para o estudo de qualquer regime de fluxo, é o princípio que relaciona a pressão do fluido com a velocidade deste num escoamento 2D. Este princípio representa-se pela Expressão 4.2 e consiste na analogia entre a pressão q_1 e a velocidade do fluido v_1 num determinado ponto, e, a pressão q_2 e velocidade do fluído v_2 noutro ponto, ambos num escoamento 2D. Por outras palavras, as leis da conservação de massa e da quantidade de movimento que o vento assume permitem aumentar ou diminuir a velocidade do escoamento, consoante a pressão diminui ou aumenta, de forma a haver um equilíbrio do fluido (Kuenstle, 2001).

$$q_1 + \frac{1}{2} \cdot p \cdot v_1^2 = q_2 + \frac{1}{2} \cdot p \cdot v_2^2 \quad (4.2)$$

No subcapítulo seguinte descrevem-se os métodos que permitem extrapolar os princípios apresentados no domínio 2D para o domínio 3D, de forma a se poder caracterizar e calcular correctamente o comportamento e a aceleração dos edifícios altos sujeitos à acção do vento.

4.2 Métodos para a Avaliação das Acelerações em Edifícios Altos

4.2.1 Computação Dinâmica de Fluidos

A computação dinâmica de fluidos (CFD) é um dos campos da mecânica de fluidos que utiliza métodos numéricos e algoritmos para resolver e analisar os problemas que envolvem o escoamento dos fluidos. Este método tem sido aplicado às áreas da engenharia naval e aeronáutica e, mais recentemente, às de edifícios esbeltos com configurações complexas.

A CFD permite, num período relativamente curto, analisar o comportamento aerodinâmico de várias configurações da secção de um edifício alto. A CFD possibilita a determinação dos coeficientes fundamentais para a análise aerodinâmica e para a determinação da resposta do edifício na direcção transversal ao vento, como o coeficiente de arrastamento C_D e o coeficiente

de sustentação C_L' . A CFD pode ainda fornecer indicações prévias da sensibilidade dos edifícios aos efeitos do número de Reynolds, abordados mais à frente, alterando no programa a densidade do ar ou correndo a simulação para altas e baixas velocidades do vento (Xie & Kelly, Wind Engineering Studies for Super-tall Buildings, 2009).

Nesta abordagem, o movimento dos fluidos é descrito a partir da resolução das equações de Navier-Stokes, estabelecendo relações entre as taxas de variação das variáveis de interesse, como a velocidade e a pressão. Algumas hipóteses simplificativas são aplicadas a estas equações, possibilitando a utilização de computadores na resolução dos cálculos que permitem simular a interação entre os líquidos e gases e a superfície dos edifícios. Contudo, apesar de hoje em dia existirem super computadores com velocidades muito rápidas, na generalidade dos casos apenas se conseguem, ainda, obter soluções aproximadas (Kuenstle, 2001). Deste modo, os resultados da computação dinâmica de fluidos são normalmente utilizados para a realização de testes em túnel de vento mais detalhados e com configurações mais próximas das finais, reduzindo o número destes testes.

4.2.2 Testes em Túnel de Vento

De forma a validar os programas para a computação dinâmica de fluidos e a definir com maior rigor o comportamento dos edifícios altos sujeitos à acção do vento, utilizam-se geralmente testes em túnel de vento. Estes procuram simular a geometria do edifício, as condições locais do vento e a envolvente do edifício, permitindo identificar as modificações da configuração do edifício que melhoram a segurança e o conforto dos ocupantes do edifício. Pode, desta forma, tentar maximizar-se o retorno do investimento através da utilização eficiente dos materiais e do aumento da área útil do edifício.

Nos edifícios inferiores a 300 metros os testes em túnel de vento têm sido utilizados, de forma mais *passiva*, como confirmação do processo de dimensionamento do edifício, depois de este ter a sua configuração quase definida na totalidade, sem ou com poucas considerações aerodinâmicas. Nos edifícios superiores a 300 metros os testes em túnel de vento, apesar de serem idênticos aos anteriores, geralmente apresentam escalas menores, constituindo a principal diferença o facto de estes se utilizarem de uma forma mais *pró-activa*. O dimensionamento deste tipo de edifícios faz-se então conjuntamente com os testes em túnel de vento, por intermédio de um processo iterativo desde o início do processo de dimensionamento do edifício, até se alcançar uma configuração aerodinâmica óptima da estrutura (Irwin, Wind Engineering Challenges of the New Generation of Super-Tall Buildings, 2009).

Também nos edifícios superiores a 300 metros, se tem verificado que o período longo de execução da obra possa conduzir a que se inicie a construção sem que se tenha ainda concluído a configuração definitiva e dimensionamento detalhado das zonas superiores das estruturas. Nestes casos, os testes em túnel de vento realizados para a base do edifício e o respectivo dimensionamento têm de contabilizar uma gama de configurações geométricas que o edifício possa vir a ter no topo (Irwin, *Wind Engineering Challenges of the New Generation of Super-Tall Buildings*, 2009).

É importante referir ainda que nos edifícios superiores a 300 metros e nas estruturas muito esbeltas os efeitos dos modos de ordem superior ao modo fundamental têm de ser contabilizados. A principal razão é que as frequências dos modos superiores desses edifícios podem ainda encontrar-se na região do espectro de energia do vento, podendo o edifício ser excitado e contribuir significativamente para a resposta do edifício à acção do vento. Normalmente os modos de ordem superior tendem a aumentar principalmente os efeitos da acção do vento nas partes superiores do edifício (Xie & Kelly, *Wind Engineering Studies for Super-tall Buildings*, 2009).

Os testes em túnel de vento comumente utilizados em edifícios altos podem classificar-se em: *high frequency force balance* (HFFB); *high frequency pressure integration* (HFPI); e modelos aeroelásticos, como se apresenta sumariamente de seguida (Irwin, *Wind Engineering Challenges of the New Generation of Super-Tall Buildings*, 2009).

4.2.2.1 *High Frequency Force Balance* (HFFB)

Uma das ferramentas mais usadas nos testes em túnel de vento para a determinação da resposta estrutural de edifícios altos, devido à acção do vento, tem sido a análise *High Frequency Force Balance* (HFFB). Este método consiste na modelação de um edifício constituído por um material leve, geralmente madeira, que é suportado por uma barra de metal que está apoiada numa placa rígida, através de um elemento de ligação. A barra de metal está devidamente instrumentada (extensómetros e acelerómetros), permitindo determinar os momentos flectores e de torção na base do modelo, através de um equilíbrio de forças, assim como as acelerações e forças resultantes em cada piso. Nos edifícios superiores a 300 metros, este tipo de ensaios mantém a sua utilidade principalmente para a avaliação dos esforços de dimensionamento na base da estrutura e para a obtenção de estruturas aerodinâmicas optimizadas durante a fase preliminar do dimensionamento.

Esta abordagem funciona directamente com esforços dinâmicos, a sua modelação é muito simples e todas as características dinâmicas são incluídas na fase de análise, possibilitando que as alterações das características dinâmicas durante o período de projecto do edifício sejam facilmente incorporadas na análise (*Consulting Services in Wind Engineering*).

Devido à sua simplicidade, este método apresenta algumas limitações para edifícios superiores a 300 metros, tais como:

- Apenas funciona bem para o modo fundamental de frequência, tornando-se numa grande restrição para edifícios muito altos, uma vez que a excitação dos modos de vibração superiores pode ser importante, particularmente nas zonas superiores da estrutura;
- Uma vez que o modelo é construído para uma resposta rápida de forças na sua base, necessita de uma rigidez muito elevada, sendo bastante difícil de atingir-se a rigidez suficiente em modelos extremamente esbeltos e altos;
- Geralmente os testes são realizados para velocidades do vento inferiores às normais, de forma a evitar que a frequência ressonante se encontre na gama de frequências que abrange a acção do vento. A redução das velocidades do vento altera o número de Reynolds dos testes, podendo estes diminuir para uma gama onde os efeitos do número de Reynolds sejam mais significativos, como se irá explicar em 4.2.3;
- A passagem da análise dos testes do domínio da frequência para o domínio do tempo possibilitou obter-se informação mais precisa para as respostas de pico em duas direcções diferentes e ainda para os factores de pico que relacionam as respostas de pico com as respostas *rms* (Irwin, *Wind Engineering Challenges of the New Generation of Super-Tall Buildings*, 2009).

Em edifícios com sistemas complementares de amortecimento o domínio do tempo tem a vantagem de permitir incorporar na análise as características não lineares dos sistemas de amortecimento.

4.2.2.2 *High Frequency Pressure Integration* (HFPI)

O método *High Frequency Pressure Integration* (HFPI) geralmente consiste no seguinte procedimento:

- Medição da pressão instantânea do vento sobre a superfície exterior do edifício, representando-se esta como função da velocidade e da direcção do vento;
- Determinação das componentes médias e não ressonantes das forças totais, através da integração ponderada da pressão instantânea do vento sobre a superfície total do edifício;
- Determinação das forças modais, pela integração da pressão instantânea do vento sobre a superfície total do edifício, com a utilização de factores de ponderação que dependem das deformações modais do edifício;

- Determinação da resposta estrutural devida ao vento, pela combinação das forças do vento com as propriedades dinâmicas estruturais calculadas (Xie & To, Design-Oriented Wind Engineering Studies New China Central Television Headquarters, 2008).

Esta abordagem envolve a integração instantânea dos pontos onde a pressão é medida de forma a obterem-se as variações no tempo de todas as acções modais para cada modo de vibração. Portanto apresenta as vantagens, quando comparado com o método HFFB, de não estar limitado apenas ao modo fundamental e de a velocidade dos testes não estar constringida pela frequência do modelo. No entanto, para que a integração do método HFPI seja precisa, têm de ser instalados medidores de densidades de pressão suficientes, os quais são instrumentados nos modelos com torneiras de pressão, constituindo por vezes uma limitação do método (Irwin, Wind Engineering Challenges of the New Generation of Super-Tall Buildings, 2009).

Um exemplo de um edifício onde a aplicação dos ensaios HFPI foi considerada a mais apropriada é *China Central Television Headquarters*, ilustrado na Figura 4-1. Devido à complexidade da geometria do edifício foi necessário avaliar, através deste método, as acelerações tanto na direcção horizontal, como vertical.



Figura 4-1: *China Central Television Headquarters* – Modelo em Túnel de Vento e fotografia (Xie & To, Design-Oriented Wind Engineering Studies New China Central Television Headquarters, 2008)

4.2.2.3 Testes de Modelos Aeroelásticos

Os efeitos aeroelásticos podem ser descritos como os efeitos causados pela interacção entre as forças aerodinâmicas e os movimentos do edifício. Quando se alcançam intensidades do movimento do edifício consideráveis, o escoamento em redor do edifício tende a alterar-se, e, por conseguinte, as forças provocadas pelo vento no edifício também se alteram. Por sua vez, a mudança das forças provocadas pelo vento afecta a intensidade do movimento, voltando a

alterar o escoamento em redor do edifício, e assim sucessivamente. Portanto, o nível dos efeitos aeroelásticos depende da relação entre a intensidade do movimento do edifício e as dimensões em planta do edifício (largura).

Uma vez que geralmente os edifícios altos apresentam grandes massas, os efeitos aeroelásticos não são muito significativos e as amplitudes do movimento não são muito grandes. Nestes casos, a garantia dos requisitos necessários para o dimensionamento da acção do vento implica a não ocorrência de grandes movimentos do edifício, diminuindo assim os efeitos aeroelásticos. Contudo, nos edifícios superiores a 300 metros ou nos edifícios muito esbeltos, mesmo que a acção do vento esteja dentro dos limites aceitáveis, a amplitude do movimento pode ser significativa, sendo imprescindível a contabilização dos efeitos aeroelásticos. É importante referir que nestes edifícios ainda se tem de contabilizar o baixo amortecimento estrutural que origina a maior susceptibilidade do edifício às acções do vento e, também, o facto da resposta dinâmica do edifício estar muitas vezes associada às excitações na direcção transversal ao vento, provocadas pela turbulências induzidas pelo edifício e pelo *vortex-shedding*. (Xie & Kelly, *Wind Engineering Studies for Super-tall Buildings*, 2009).



Figura 4-2: *Burj Dubai* – modelo aeroelástico à escala 1:500, à esquerda, modelo à escala 1:50 da parte de cima do edifício para testes de números de Reynolds altos e fotografia em construção, à direita (Baker, Pawlikowski, & Young, 2009)

Os testes de modelos aeroelásticos foram tradicionalmente utilizados para determinar os efeitos aeroelásticos através da modelação detalhada das propriedades dinâmicas da estrutura. Mais recentemente, os modelos aeroelásticos, como o representado na primeira imagem da Figura 4-2, têm sido realizados depois de se efectuarem todos os estudos preliminares, através dos modelos rígidos (HFFB e HFPI), de modo a confirmar que, na fase final do dimensionamento, a resposta dinâmica do edifício não está subestimada. A realização deste tipo de modelos apenas na fase final do dimensionamento deve-se não só ao grande custo e complexidade da sua realização, como também ao facto de estes modelos terem de ser especificamente dimensionados para determinadas propriedades estruturais, uma vez que os efeitos aeroelásticos são geralmente não lineares. Portanto, se as propriedades estruturais se alterarem durante o processo de optimização do dimensionamento, o modelo aeroelástico

tem de ser refeito e reavaliado (Irwin, Wind Engineering Challenges of the New Generation of Super-Tall Buildings, 2009).

O artigo da autoria de (Xie & Kelly, Wind Engineering Studies for Super-tall Buildings, 2009) propõe um método que permite avaliar os efeitos aeroelásticos dos edifícios superiores a 300 metros durante a fase preliminar do dimensionamento ou durante o processo de optimização estrutural. Basicamente, o método continua a ser um teste de modelo aeroelástico, mas em vez de avaliar a resposta de um sistema estrutural protótipo, foca-se na avaliação dos parâmetros aeroelásticos. Neste caso os parâmetros aeroelásticos calculados são incluídos nos modelos das forças aerodinâmicas que são determinados por testes de modelos rígidos (HFFB e HFPI). Por fim, a resposta total do edifício é determinada através de aproximações analíticas baseadas nas forças do vento identificadas pelos testes rígidos. Este método pode determinar as amplitudes devidas ao *vortex-shedding*, como função do número de Scruton, e fornece informação útil para a optimização estrutural. Cada vez que o dimensionamento é alterado, à excepção da geometria do edifício, a resposta aeroelástica pode ser avaliada sem se ter de refazer o modelo. Outro factor que reduz o custo deste método, em relação aos modelos aeroelásticos tradicionais, é o facto de o modelo não necessitar de ser dimensionado para simular propriedades estruturais específicas.

4.2.3 Testes para números de Reynolds altos

Para edifícios com altura superior a 300 metros, os modelos em túnel de vento devem ser construídos em escalas relativamente pequenas, para que caibam nos espaços dos túneis de vento. Deste modo, surge um problema de efeitos de escala, nos quais os efeitos dos números de Reynolds são uma das principais preocupações (Xie & Kelly, Wind Engineering Studies for Super-tall Buildings, 2009).

O número de Reynolds é proporcional à velocidade do vento e à dimensão da secção do edifício perpendicular à direcção do vento, e inversamente proporcional à viscosidade cinemática do ar. Desta forma, um baixo número de Reynolds implica efeitos viscosos relativamente grandes, enquanto números de Reynolds altos sugerem efeitos de inércia grandes. Quando os efeitos viscosos são altos, o escoamento tende a estabilizar-se e a actuar na estrutura de uma forma *suave*.

A camada limite do vento dos testes em túnel de vento geralmente é modelada para números de Reynolds muito baixos ($R_e < 3 \times 10^5$), enquanto num edifício de grande escala para ventos fortes os números de Reynolds são muito altos ($R_e \geq 1 \times 10^8$). A discrepância entre os números de Reynolds dos modelos em túnel de vento e as estruturas de grande escala podem afectar tanto a resposta estática como a resposta dinâmica do edifício. Na resposta estática o

coeficiente de arrastamento C_D é grande para ($R_e < 3 \times 10^5$), desce significativamente para ($3 \times 10^5 < R_e < 6 \times 10^5$), volta a crescer para ($6 \times 10^5 < R_e < 2 \times 10^6$) tornando-se sensível à rugosidade da superfície e, por fim, para ($R_e \geq 2 \times 10^6$) volta a baixar um pouco. A Figura 4-3 mostra a variação do número de Reynolds com o ângulo de incidência da acção do vento. Na resposta dinâmica o coeficiente de sustentação C_L' é um parâmetro importante para descrever a intensidade das excitações dinâmicas na direcção perpendicular ao vento. A dependência geral deste coeficiente com o número de Reynolds é idêntica ao coeficiente de arrastamento da resposta estática (Xie & Kelly, *Wind Engineering Studies for Super-tall Buildings*, 2009).

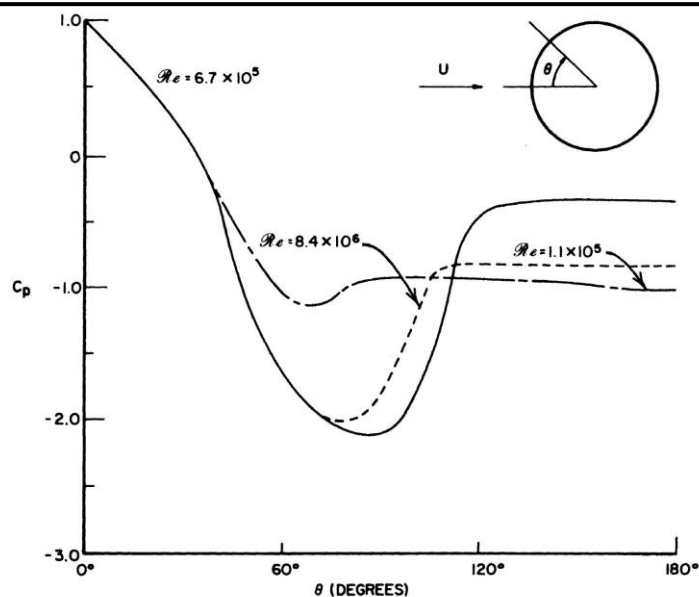


Figura 4-3: Variação do número de Reynolds com o ângulo de incidência da acção do vento (Xie & Kelly, *Wind Engineering Studies for Super-tall Buildings*, 2009)

Os efeitos do número de Reynolds estão associados maioritariamente às variações dos pontos de separação do escoamento. Nos edifícios em que as secções têm arestas vivas, como as secções rectangulares, os pontos de separação do escoamento estão fixos nesses locais independentemente do número de Reynolds, e, portanto, a resposta tende a ser menos sensível aos efeitos do vento. Uma vez que na maioria dos edifícios superiores a 300 metros as formas das secções têm “cantos arredondados”, para diminuir as forças de arrastamento, o número de Reynolds passa a ser um factor preponderante na determinação das respostas dos edifícios induzidas pelo vento (Xie & Kelly, *Wind Engineering Studies for Super-tall Buildings*, 2009).

A imagem do centro da Figura 4-2 mostra o modelo realizado para testar os números de Reynolds do edifício *Burj Dubai*. O objectivo destes testes é quantificar a importância dos efeitos dos números de Reynolds para uma dada configuração de um edifício e para estimar a influência da turbulência do vento nos efeitos dos números de Reynolds. A partir destes testes, fazem-se correcções dos números de Reynolds aos resultados obtidos da correspondente camada limite dos testes em túnel de vento (Xie & Kelly, *Wind Engineering Studies for Super-tall Buildings*, 2009).

Como se referiu em capítulos anteriores, para a avaliação dos “estados limites associados ao conforto dos ocupantes” as acelerações horizontais do topo dos edifícios têm de ser previstas. Os métodos apresentados anteriormente representam algumas maneiras possíveis para a determinação desse parâmetro e, em muitos casos, utilizam-se para a elaboração de regulamentos que fornecem as directrizes necessárias ao cálculo dessas acelerações.

É importante referir que geralmente nos edifícios superiores a 300 metros, a utilização de regulamentos reflecte-se num maior custo total do edifício, necessitando-se de modelos mais realísticos (Irwin, *Wind Engineering Challenges of the New Generation of Super-Tall Buildings*, 2009). Este facto deve-se à excessiva majoração das acções e hipóteses simplificativas que os regulamentos geralmente admitem, fazendo com que os investimentos iniciais em softwares de computação dinâmica de fluidos e em testes de túnel de vento resultem em soluções finais de dimensionamento mais económicas.

São vários os documentos técnicos e normativos aplicáveis, apresentando-se no subcapítulo seguinte uma análise e comparação entre a aplicação de dois desses regulamentos.

4.3 Comparação entre o CEB *Bulletin D’Information* Nº 209 e o EN 1-4

Neste subcapítulo pretende-se abordar e comparar dois regulamentos, o “Bulletin D’Information Nº 209 – Vibration Problems in Structures” do Comité Euro-International du Béton (actualmente **fib** – Fédération International du Béton) e a norma europeia “EN 1991-1-4 – *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions*”. O *Bulletin D’Information* Nº 209 foi publicado em 1991 com o objectivo de orientar os engenheiros civis na abordagem aos problemas relacionados com efeitos de vibrações em estruturas. Mais recentemente publicada, a norma europeia EN 1991-1-4 fornece orientações relativamente à determinação das acções do vento para o projecto estrutural de edifícios e de outras obras de engenharia civil.

A comparação irá ser feita em duas partes distintas. A análise qualitativa entre os dois regulamentos será realizada neste capítulo, enquanto a comparação numérica será feita no Capítulo 5, por aplicação das normas a dois casos de estudo. Em ambas as análises e em ambos os casos de estudo comparou-se a caracterização do vento em escoamento livre, a força exercida pelo vento sobre um edifício na direcção do vento e a máxima aceleração horizontal no topo dos edifícios. O edifício do segundo caso de estudo tem a mesma configuração do primeiro, tendo sido aumentada a altura do edifício para que o fenómeno *vortex-shedding* ocorresse. Portanto, neste segundo caso comparou-se ainda a força exercida

pelo vento na direcção perpendicular a este, devido aos desprendimentos de vórtices alternados.

4.3.1 Caracterização do vento em escoamento livre

A contabilização da acção do vento sobre o edifício é efectuada com recurso a um ponto de referência, a partir do qual todas as propriedades do vento são calculadas. O EN 1991-1-4 define que, no caso de edifícios altos, a altura de referência de cálculo deverá ser $z_e = 0,6 \cdot h$, com h igual à altura total do edifício. O *Bulletin D'Information* embora não defina nenhuma fórmula específica, refere que a altura de referência z_{rel} deverá corresponder ao ponto médio do perfil de pressões q_{m_rel} .

➤ Velocidade básica do vento

A velocidade básica do vento é definida de acordo com o *Bulletin D'Information* e o EN 1991-1-4 pelas seguintes equações:

$$u_{10} \quad ; \quad v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (4.3 \text{ e } 4.4)$$

O valor de $v_{b,0}$ representa a velocidade fundamental da velocidade básica e é definida a uma altura de 10 metros acima do solo numa zona de terreno aberta com vegetação baixa e obstáculos isolados de pelo menos 20 vezes a altura do edifício. As constantes c_{dir} e c_{season} contabilizam a direcção do vento e a época do ano.

No *Bulletin D'Information* a velocidade básica do vento denomina-se de velocidade de referência do vento u_{10} , que embora tenha o mesmo significado de v_b não inclui explicitamente as constantes c_{dir} e c_{season} .

Note-se ainda que u_{10} e $v_{b,0}$ se referem ao valor característico de uma média de 10 minutos com uma probabilidade anual de ser ultrapassada de 0,02, o que equivale a um período de retorno de 50 anos.

➤ Função velocidade média do vento

O perfil de velocidades de ambas as normas definiu-se a partir de pressupostos idênticos, empregando-se posteriormente para cada uma leis diferentes. Tal como se ilustra nas

seguintes expressões o *Bulletin D'Information* utiliza a lei Exponencial $u_m(z)$, e o EN 1991-1-4 a lei Logarítmica $v_m(z)$.

$$u_m(z) = u_{10} \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha \quad ; \quad v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (4.5 \text{ e } 4.6)$$

Onde,

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad e \quad k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (4.7 \text{ e } 4.8)$$

A expressão de $u_m(z)$ depende da velocidade básica do vento u_{10} , da altura em relação ao solo z , e do coeficiente de rugosidade α . Por sua vez, a expressão $v_m(z)$ depende da rugosidade do terreno $c_r(z)$, da velocidade básica do vento v_b e ainda de um coeficiente que contabiliza a orografia do terreno $c_o(z)$.

Nestas expressões, z_0 representa o comprimento de rugosidade definido para a classe de terreno pretendida e $z_{0,II}$ o comprimento de rugosidade da classe II. O valor de $z_{0,II}$ é empregue na expressão do factor de terreno k_r , como o valor de referência do comprimento de rugosidade.

Os coeficientes de rugosidade α e $c_r(z)$ dependem das diversas categorias de terreno definidas em ambos os regulamentos. Neste ponto existe alguma discrepância entre as normas, uma vez que o *Bulletin D'Information* define três categorias de terreno e o EN 1991-1-4 cinco. Para uma comparação mais fidedigna das normas considerou-se a categoria denominada pelo termo inglês “*open country*” do *Bulletin D'Information* e a categoria do tipo II do EN 1991-1-4. Isto por se ter demonstrado que o perfil de velocidades médias do tipo logarítmico, cujo valor z_0 é igual a 0,05, ajusta-se adequadamente a um perfil de velocidades médias do tipo potência – $(z/10)^\alpha$ – com expoente α igual a 0,16, cuja categoria do terreno é “*open country*”.

4.3.2 Caracterização *along-wind* da acção do vento

A força exercida pelo vento, na direcção deste, sobre uma construção é definida, de acordo com o *Bulletin D'Information*, W , e com o EN 1991-1-4, F_w , da seguinte forma:

$$W = \varphi \cdot c_f \cdot q_{m_rel} \cdot A \quad ; \quad F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A \quad (4.9 \text{ e } 4.10)$$

O factor q_{m_rel} definido no *Bulletin D'Information* representa a pressão dinâmica à altura de referência z_{rel} e depende da velocidade média do vento. No entanto, $q_p(z_e)$ representa a

pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e e depende não só da velocidade média, como das flutuações de curta duração da velocidade do vento.

$$q_{m_rel} = \frac{\sum_i^n q_{m_i} \cdot A_i}{A} \quad ; \quad q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) \quad (4.11 \text{ e } 4.12)$$

Depreende-se que ambas as expressões representam o mesmo parâmetro, a menos do termo de amplificação $[1 + 7 \cdot I_v(z_e)]$ da expressão do EN 1991-1-4.

A expressão $q_{m_i} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{m_i}^2$ é a pressão do vento aplicada numa área A_i do edifício, cujo seu valor médio é representado pela letra q_{m_rel} . Na expressão do EN 1991-1-4 este termo assemelha-se a $\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e)$. A letra ρ é a densidade volumétrica do ar - 1,25 kg/m³ - e A é a área total da superfície do edifício submetida à acção do vento.

O coeficiente de força c_f depende do número de Reynolds e da forma geométrica da secção do edifício e é contabilizado em ambas as fórmulas pela força exercida pelo vento nas superfícies do edifício, W e F_w . Por outro lado, os efeitos tridimensionais do escoamento em torno do edifício apenas são contabilizados no EN 1991-1-4 através do parâmetro ψ_λ .

Para uma comparação mais fidedigna utilizou-se o valor do coeficiente de força c_f definido pelo EN 1-4 para a comparação numérica dos dois métodos. Esta escolha ficou a dever-se ao facto de o Eurocódigo ser mais recente e portanto retratar melhor a realidade. Para uma secção rectangular o coeficiente de força ilustra-se da seguinte maneira:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda \quad (4.13)$$

O coeficiente $c_{f,0}$ depende da relação entre os lados da secção; o parâmetro ψ_r depende do número de Reynolds e é um coeficiente de redução para secções quadradas com cantos arredondados; e o coeficiente ψ_λ referiu-se anteriormente.

Numa comparação mais cuidada das duas expressões percebe-se que a componente aleatória da velocidade do vento está contabilizada de maneira diferente nas duas expressões, F_w e W . No *Bulletin D'Information* as flutuações da velocidade do vento estão inseridas na sua totalidade no factor de rajada ϕ . No coeficiente $c_s c_d$ do EN 1991-1-4, o elemento c_s contabiliza o efeito de redução da acção do vento devido à não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico sobre a superfície da construção; e o elemento c_d o efeito da majoração devido às vibrações provocadas pela ressonância entre a turbulência e a estrutura. A restante parcela correspondente às flutuações de curta duração da velocidade do vento está inserida na pressão de pico no termo $[1 + 7 \cdot I_v(z)]$.

Posto isto, apenas será possível fazer-se uma analogia entre os coeficientes $c_s c_d$ e φ , se se multiplicar o coeficiente $c_s c_d$ pelo termo $[1 + 7 \cdot I_v(z)]$.

De seguida ilustram-se as expressões correspondentes a estes dois parâmetros:

$$\varphi = 1 + R \cdot \sqrt{B + \frac{s \cdot F}{\Lambda}} \quad ; \quad c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_e)} \quad (4.14 \text{ e } 4.15)$$

Sendo a analogia feita entre os seguintes termos:

$$1 + R \cdot \sqrt{B + \frac{s \cdot F}{\Lambda}} \quad ; \quad 1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_e) \cdot \sqrt{B^2 + R^2} \quad (4.16 \text{ e } 4.17)$$

De onde se concluiu que existe uma semelhança entre os seguintes termos:

$$B \cong B^2 \quad ; \quad R \cdot \sqrt{\frac{s \cdot F}{\Lambda}} \cong 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_e) \cdot \sqrt{R^2} \quad (4.18 \text{ e } 4.19)$$

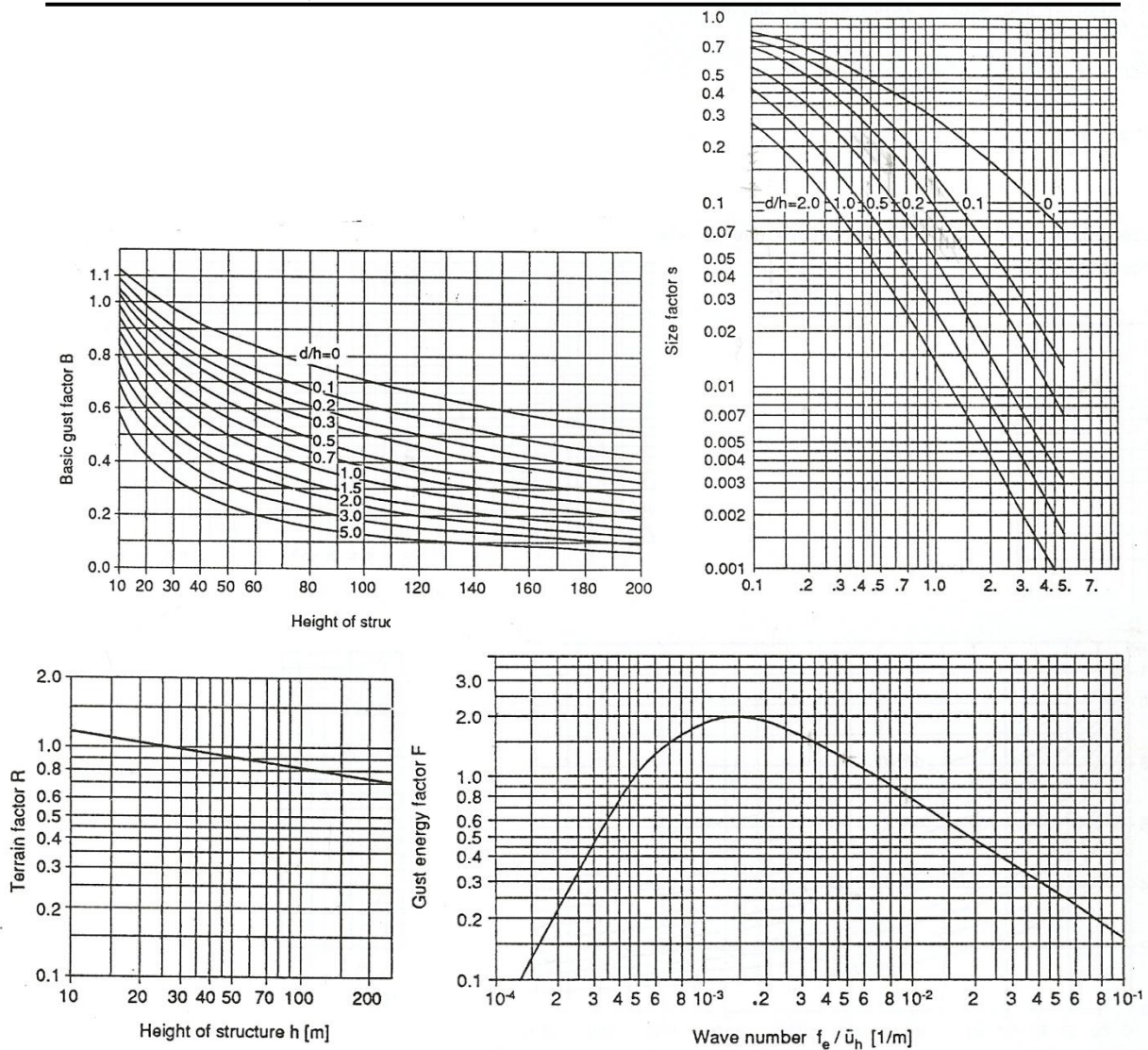


Figura 4-4: Gráficos do Bulletin D'Information N°209 que permitem o cálculo dos parâmetros R , B , s e F (CEB Bulletin D'Information N° 209 - Vibration Problems in Structures)

É importante referir que os parâmetros R , B , s e F do *Bulletin D'Information* são obtidos a partir dos gráficos da Figura 4-4. Portanto, na comparação dos termos, apenas se irão referir os parâmetros de que estes dependem, sendo os seus equivalentes parâmetros da norma EN 1991-1-4 apresentados por fórmulas.

Os parâmetros B e B^2 apresentam aproximadamente o mesmo valor, apesar de poderem parecer à primeira vista que um seja o quadrado do outro. No *Bulletin D'Information* B é denominado de factor básico de rajada; na norma EN 1991-1-4 o factor B^2 é denominado de factor de fundo. Ambos têm em conta a influência das rajadas que não são amplificadas pelas propriedades dinâmicas da estrutura, ou seja, são coeficientes de resposta quase-estática que traduzem a falta de total correlação das pressões na superfície da construção.

O parâmetro B depende da altura do edifício e da relação entre a largura e a altura do mesmo. Por outro lado, B^2 contabiliza não só a largura e a altura do edifício, respectivamente b e h , como também a escala de turbulência $L(z_e)$, que por sua vez representa a dimensão média da escala de turbilhões do vento natural ($L_t = 300 \text{ m}$; $z_t = 200 \text{ m}$; $\alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0)$).

$$B^2 = \frac{1}{1+0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_e)}\right)^{0,63}} \quad \text{onde, } L(z_e) = L_t \cdot \left(\frac{z_e}{z_t}\right)^\alpha \quad (4.20 \text{ e } 4.21)$$

O parâmetro $I_v(z_e)$, inserido na Expressão 4.19 e representado na Expressão 4.22, denomina-se de intensidade de turbulência e é definido pelo quociente entre o desvio padrão da turbulência σ_v e a velocidade média do vento $v_m(z)$. O desvio padrão da velocidade σ_v depende do factor de rugosidade do terreno k_r e ainda de um coeficiente de turbulência k_I , que para efeitos deste texto se considera igual a um.

$$I_v(z_e) = \frac{\sigma_v}{v_m(z_e)} \quad \text{onde, } \sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_I \quad (4.22 \text{ e } 4.23)$$

O parâmetro R da expressão do *Bulletin D'Information* depende da rugosidade do terreno e de um factor de pico dinâmico, $g=3,5$. Segundo o EN 1991-1-4 é com base neste mesmo factor de igual valor que se obtém o valor 7 na Expressão 4.15.

No EN 1991-1-4 existe ainda outro factor que varia consoante o tipo de estrutura e que tem como objectivo representar o factor de pico de uma forma mais precisa. Este representa o quociente entre o valor máximo da parte flutuante da resposta e o desvio padrão desta e está definido pela expressão que se segue:

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} ; k_p \geq 3 \quad (4.24)$$

$$\text{onde, } v = n_{1,x} \cdot \sqrt{\frac{R^2}{R^2 + B^2}} ; v \geq 0,08 \text{ Hz} \quad (4.25)$$

Nas expressões anteriores T é a duração de integração da velocidade média do vento, $T = 600$ segundos, ν representa a frequência de passagens ascendentes, onde $n_{1,x}$ é a frequência própria da estrutura; R^2 o factor que contabiliza o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração da estrutura, e B^2 o factor de fundo definido anteriormente.

De acordo com o EN 1991-1-4 o parâmetro R^2 é definido de uma forma elaborada, como se ilustra nas seguintes equações:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_e, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \quad (4.26)$$

Onde,

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) \quad ; \quad R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) \quad (4.27 \text{ e } 4.28)$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_e)} \cdot f_L(z_e, n_{1,x}) \quad ; \quad \eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_e)} \cdot f_L(z_e, n_{1,x}) \quad (4.29 \text{ e } 4.30)$$

$$S_L(z_e, n) = \frac{n \cdot S_v(z, n)}{\sigma_v^2} = \frac{6,8 \cdot f_L(z_e, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z_e, n))^{5/3}} \quad ; \quad f_L(z_e, n_{1,x}) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} \quad (4.31 \text{ e } 4.32)$$

Nas expressões anteriores $S_L(z_e, n_{1,x})$ é a densidade espectral de um só ramo (isto é, definida apenas para frequências positivas), $R_h(\eta_h)$ e $R_b(\eta_b)$ são as funções de admitância aerodinâmica para uma configuração do modo fundamental e $f_L(z_e, n_{1,x})$ é uma frequência adimensional determinada pela frequência própria da estrutura $n_{1,x}$, expressa em Hz.

No termo $\frac{s \cdot F}{A}$ da Expressão 4.19, s é denominado na literatura anglo-saxónica por *size factor* e depende de dois termos, $f_e \cdot h / u_m(h)$ e b/h , sendo f_e a frequência fundamental da estrutura na direcção do vento; b a largura da estrutura sujeita ao vento e h a altura. O factor F , por sua vez, é denominado na literatura anglo-saxónica por *gust energy factor* e depende do número de onda $f_e / u_m(h)$.

Os parâmetros A e δ apresentados respectivamente nas Expressões 4.19 e 4.26, são o decremento logarítmico de amortecimento. No *Bulletin D'Information A* apenas representa o decremento logarítmico estrutural relativo ao modo fundamental. Na norma EN 1991-1-4, o parâmetro δ é a soma das parcelas do decremento logarítmico do amortecimento estrutural δ_s , do amortecimento aerodinâmico para o modo fundamental δ_a e do amortecimento devido a dispositivos auxiliares δ_d , referidos no Capítulo 3. Na expressão seguinte encontra-se definido o parâmetro δ :

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d, \text{ onde } \delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_e)}{2 \cdot n_{1,x} \cdot m_e} \quad (4.33)$$

4.3.3 Máxima aceleração de um edifício na direcção *along-wind*

A aceleração máxima no topo dos edifícios sujeitos à acção do vento é definida pelas expressões seguintes, de acordo com o *Bulletin D'Information* N°209 e o EN 1991-1-4, respectivamente:

$$a_{\max_Bull} = y_{tot} \cdot (\varphi - 1) \cdot (2 \cdot \pi \cdot f_e)^2 \quad ; \quad a_{\max_EC} = k_p \cdot \sigma_{a,x}(h) \quad (4.34 \text{ e } 4.35)$$

A aceleração a_{\max_Bull} definida a partir da parte dinâmica da força W do *Bulletin D'Information* assume que a estrutura vibra harmonicamente na frequência fundamental. O parâmetro y_{tot} representa o deslocamento máximo no topo do edifício, $(\varphi - 1)$ corresponde apenas à parcela dinâmica do factor de rajada φ e $(2 \cdot \pi \cdot f_e)^2$ é a frequência angular.

Como se pode observar através da expressão de a_{\max_EC} , a aceleração de pico no topo do edifício está definida no EN 1991-1-4 através da multiplicação entre o factor de pico k_p , definido pela Expressão 4.24, e o desvio padrão da aceleração característica na direcção do vento, $\sigma_{a,x}(h)$.

$$\sigma_{a,x}(z) = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot I_v(z_e) \cdot v_m^2(z_e)}{m_{1,x}} \cdot R \cdot K_x \cdot \phi_{1,x}(z) \quad (4.36)$$

Como é sabido a fórmula da 2ª Lei de Newton é $F = m \cdot a$, onde F é a força resultante aplicada num corpo de massa m e a a aceleração produzida por esta na mesma direcção e sentido da força. Com o objectivo de determinar a aceleração reescreve-se a expressão anterior da seguinte forma $a = F/m$.

No *Bulletin D'Information* a força é definida da seguinte forma $F = \Delta \cdot k$, sendo Δ o deslocamento do ponto onde se pretende determinar a força e k é a rigidez do corpo onde se aplicou a força. A aceleração fica assim representada na forma $a = \Delta \cdot \frac{k}{m}$. Por outro lado o termo k/m representa o quadrado da frequência angular ω^2 , pois $f = (1/2\pi) \cdot \sqrt{k/m}$ e $\omega = 2 \cdot \pi \cdot f$.

Por outro lado, a partir da Expressão 4.12 depreende-se que a parcela $c_f \cdot \left(\frac{\rho}{2}\right) \cdot b \cdot v_m^2(z_e)$ da Expressão 4.36 corresponde à força devida ao vento por unidade de altura, a menos do factor

de pico k_p e do factor $c_s c_d$. Da divisão desta expressão com a massa equivalente $m_{1,x}$ resulta a aceleração da estrutura.

Sem contabilizar os factores correspondentes à parcela flutuante da resposta da estrutura, obtêm-se as seguintes expressões das acelerações:

$$y_{tot} \cdot (2 \cdot \pi \cdot f_e)^2 \quad ; \quad \frac{c_f \cdot \frac{\rho}{2} \cdot b \cdot v_m^2(z_e)}{m_{1,x}} \cdot K_x \cdot \phi_{1,x}(z) \quad (4.37 \text{ e } 4.38)$$

Mais uma vez a norma mais recente, EN 1991-1-4, introduz novos parâmetros, K_x e $\phi_{1,x}(z)$, para o cálculo da aceleração. Nesta norma a aceleração ao longo da altura do edifício varia com a forma do modo fundamental de flexão $\phi_{1,x}(z)$ e com um parâmetro adimensional que relaciona esta forma com o perfil de velocidades médias do vento K_x .

$$K_x = \frac{\int_0^h v_m^2(z) \cdot \phi_{1,x}(z) dz}{v_m^2(z_e) \cdot \int_0^h \phi_{1,x}^2(z) dz} \quad (4.39)$$

Para a completa analogia das Expressões 4.34 e 4.35 ficam apenas por referir os termos $(\varphi - 1)$ e $2 \cdot k_p \cdot I_v(z_e) \cdot R$ que permitem contabilizar não só o factor de pico, como também a intensidade de turbulência. Como se pode conferir, estes termos são aproximadamente idênticos às Expressões 4.16 e 4.17 a menos da subtracção do valor 1, correspondente à parcela estática da força equivalente ao vento. Portanto concluiu-se que a determinação da aceleração à altura z de um edifício apenas depende da parcela dinâmica da força equivalente ao vento, ou seja, da parcela devida às flutuações da velocidade do vento.

Note-se ainda que o termo $2 \cdot k_p \cdot I_v(z_e) \cdot R$ é ligeiramente diferente da expressão apresentada em 4.17, uma vez que o EN 1991-1-4 despreza o factor de fundo B^2 para o cálculo da aceleração.

4.3.4 Caracterização *vortex-shedding* da acção do vento

O Anexo E do EN 1991-1-4 define dois critérios que no caso de serem satisfeitos implicam a consideração do fenómeno de desprendimento de vórtices:

- O quociente entre a altura e a menor dimensão transversal da construção, ambas consideradas no plano perpendicular à direcção do vento, tem de ser superior a 6;
- A velocidade crítica do vento para o modo i $v_{crit,i}$ tem de ser menor que o valor resultante da multiplicação de 1,25 pelo valor característico da velocidade média do

vento v_m na secção onde se desencadeia o fenómeno, referida a períodos de 10 minutos.

O último critério origina a ressonância do sistema, uma vez que quando este é satisfeito a frequência de desprendimentos de vórtices é igual à frequência própria da estrutura, provocando vibrações grandes na estrutura que têm de ser contabilizados no seu dimensionamento.

Embora não tenha critérios bem definidos a partir dos quais se deve considerar os desprendimento de vórtices, o *Bulletin D'Information* refere que este fenómeno ocorrerá se a frequência de desprendimento de vórtices sincronizar com a frequência natural da estrutura numa certa região acima e abaixo da velocidade crítica do vento.

➤ Parâmetros fundamentais relativos ao desprendimento de vórtices

A secção onde se desencadeiam os desprendimentos de vórtices está referida apenas no EN 1991-1-4 e é definida para o primeiro modo de vibração por uma faixa na zona dos deslocamentos máximos. No caso do dimensionamento do edifício se assemelhar a uma consola encastrada no solo, esta faixa situa-se na zona do topo da estrutura, sendo por comprimento de correlação efectivo L_1 e dependente da amplitude máxima da vibração e da dimensão transversal do edifício, $y_{F,max}/b$.

Portanto para a determinação de L_1 é necessário recorrer-se a um processo iterativo, onde se admite primeiramente o intervalo em que se insere o valor da amplitude de vibração, de acordo com a seguinte tabela:

$y_F(s_j)/b$	L_j/b
< 0,1	6
0,1 a 0,6	$4,8+12 \cdot (y_F(s_j)/b)$
> 0,6	12

Tabela 4-1: Comprimento de correlação efectivo L_j em função da amplitude de vibração $y_F(s_j)$ (EN 1991-1-4)

Os parâmetros necessários à caracterização dos desprendimentos de vórtice definem-se da mesma forma em ambas as normas, apresentando-se de seguida:

- A velocidade média do vento $v_{m,i}$ é obtida para a altura l_1 , correspondente ao ponto médio da faixa L_1 ;
- A velocidade crítica do vento $v_{crit,i}$ depende da largura de referência da secção na qual ocorrem os desprendimentos de vórtices b , da frequência própria do modo i de vibração em flexão na direcção transversal ao vento $n_{i,y}$ e do número de Strouhal S_t ;

$$v_{crit,i} = \frac{b \cdot n_{i,y}}{S_t} \leq 1.25 * v_m \quad (4.40)$$

- O número de Scruton S_c contabiliza o amortecimento estrutural δ_s ou Λ , consoante os regulamentos, e a relação entre a massa estrutural $m_{i,e}$ e a massa do fluido ρ ;

$$S_c = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2} \quad (4.41)$$

- O número de Reynolds, por sua vez, depende da dimensão da secção perpendicular à direcção do vento b , da viscosidade cinemática do ar, $\nu = 15 \cdot 10^{-6} m^2/s$, e da velocidade crítica do vento $v_{crit,i}$.

$$Re(v_{crit,i}) = \frac{b \cdot v_{crit,i}}{\nu} \quad (4.42)$$

➤ Cálculo da amplitude máxima transversal ao vento

Nos edifícios cujo dimensionamento se assemelha ao de uma consola encastrada no solo, o deslocamento máximo transversal ao vento ocorre no topo da estrutura.

Nas expressões seguintes $y_{0,max}$ e $y_{F,max}$ representam os deslocamentos máximos obtidos segundo o *Bulletin D'Information* e o EN 1991-1-4, respectivamente. O EN 1991-1-4 tem dois procedimentos distintos para o fazer, tendo-se optado pelo procedimento 1, uma vez que este inclui os efeitos da turbulência e da rugosidade, é considerado para condições climáticas normais e é mais semelhante ao procedimento do *Bulletin D'Information*.

$$\frac{y_{0,max}}{b} = 0,123 \cdot c_L \cdot \frac{1}{S_t^2} \cdot \frac{1}{S_c} \quad ; \quad \frac{y_{F,max}}{b} = \frac{1}{S_t^2} \cdot \frac{1}{S_c} \cdot K \cdot K_w \cdot c_{lat} \quad (4.43 \text{ e } 4.44)$$

Nestas expressões S_t representa o número de Strouhal, S_c o número de Scruton, c_L o coeficiente de amplificação aerodinâmica, K_w o coeficiente de comprimento de correlação efectivo, K o coeficiente de configuração modal e c_{lat} o coeficiente de força lateral.

O coeficiente c_{lat} definido no EN 1991-1-4 depende do valor básico do coeficiente de força lateral $c_{lat,0}$, que por sua vez contabiliza a forma da secção e o rácio entre a velocidade crítica do vento e a velocidade média do vento, tal como se mostra na tabela seguinte:

$c_{lat} = c_{lat,0}$	$\frac{v_{crit,i}}{v_{m,i}} \leq 0,83$
$c_{lat} = \left(3 - 2,4 \cdot \frac{v_{crit,i}}{v_{m,i}} \right) \cdot c_{lat,0}$	$0,83 < \frac{v_{crit,i}}{v_{m,i}} < 1,25$
$c_{lat} = 0$	$1,25 \leq \frac{v_{crit,i}}{v_{m,i}}$

Tabela 4-2: Coeficiente de força lateral c_{lat} em função do rácio de velocidade crítica do vento, $v_{crit,i} / v_{m,i}$ (EN 1991-1-4)

No *Bulletin D'Information* o coeficiente c_L corresponde ao coeficiente $c_{lat,0}$ do EN 1991-1-4 e o comprimento de correlação é considerado de uma forma conservativa igual à altura total do

edifício. Deste modo o valor 0,123 da expressão do *Bulletin D'Information* corresponde aproximadamente à multiplicação entre a restante parcela de c_{lat} e os parâmetros K e K_w do EN 1991-1-4.

Por fim, falta definir os parâmetros K_w e o K do EN 1991-1-4, que se explicam pelas expressões seguintes, uma vez que se considera que os desprendimentos de vórtices apenas ocorrem numa zona em simultâneo e porque não existem pontos de flexão na configuração do primeiro modo de vibração.

$$K_w = \frac{\int_{L_j} |\phi_{i,y}(s)| ds}{\int_{l_j} |\phi_{i,y}(s)| ds} \leq 0,6 \quad ; \quad K = \frac{\int_{l_j} |\phi_{i,y}(s)| ds}{4 \cdot \pi \cdot \int_{l_j} |\phi_{i,y}(s)|^2 ds} \quad (4.45 \text{ e } 4.46)$$

Nestas expressões $\phi_{i,y}$ é a configuração do modo de vibração i , L_j é o comprimento de correlação e l_j é o comprimento da estrutura entre dois nodos, que para estruturas em consola é igual à altura das estruturas.

➤ Acção dos desprendimentos de vórtices

De acordo com o *Bulletin D'Information* e o EN 1991-1-4 as vibrações induzidas pelos desprendimentos de vórtices são calculadas a partir do efeito da força de inércia por unidade de comprimento $F_w(s)$, que actua perpendicularmente à direcção do vento na posição s da estrutura.

$$F_w = m(s) \cdot (2 \cdot \pi \cdot n_{i,y})^2 \cdot \phi_{1,y}(s) \cdot y_{\max} \quad (4.47)$$

Na Expressão 4.47 s representa a secção onde ocorre desprendimentos de vórtices, $m(s)$ a massa oscilante da estrutura por unidade de comprimento, $n_{i,y}$ a frequência própria da estrutura, $\phi_{1,y}(s)$ a configuração modal da estrutura e $y_{0,\max}$ ou $y_{F,\max}$ é o deslocamento máximo ao longo do tempo no ponto em que $\phi_{1,y}(s)$ é igual a um.

Capítulo 5

CASOS DE ESTUDO

5.1 Caso de Estudo 1

5.1.1 Descrição e caracterização dinâmica do edifício do Caso de Estudo 1

O edifício 1 escolhido para a análise numérica dos dois regulamentos apresenta as características representadas na Tabela 5-1, estando a sua planta ilustrada na Figura 5-1.

Edifício 1		
Altura	m	118,8
Número de Pisos	-	33
Forma da Secção	-	Quadrada
Dimensões da Secção	m ²	37X37
Material Estrutural	-	Betão Armado
ρ edif	Kg/m ³	250
Frequência Fundamental	Hz	0,381

Tabela 5-1: Descrição do edifício do caso de estudo 1

Na simulação do modelo do edifício recorreu-se ao programa de cálculo automático SAP2000. Este permitiu obter resultados que serão fundamentais para a aplicação dos regulamentos apresentados anteriormente.

Modo	Frequência (Hz)	Período (seg)	Factores de Participação de Massa			
			Sum.UX (%)	Sum.UY (%)	UX (%)	UY (%)
1	0,38	2,63	68,221	0,000	68,221	0,000
2	0,42	2,36	68,221	68,134	0,000	68,134
3	0,90	1,12	68,222	68,135	0,000	0,000
4	1,48	0,67	82,826	68,135	14,604	0,000
5	1,66	0,60	82,826	83,962	0,000	15,827
6	3,21	0,31	82,875	83,973	0,049	0,011
7	3,28	0,30	88,67	83,973	5,795	0,000
8	3,55	0,28	88,67	89,614	0,000	5,640
9	5,52	0,18	92,196	89,615	3,526	0,002
10	5,69	0,18	92,196	92,771	0,000	3,156
11	6,44	0,16	92,237	92,795	0,041	0,024
12	8,00	0,12	92,342	94,859	0,105	2,064

Tabela 5-2: Caracterização dinâmica do caso de estudo 1 – Modos de vibração e participações modais

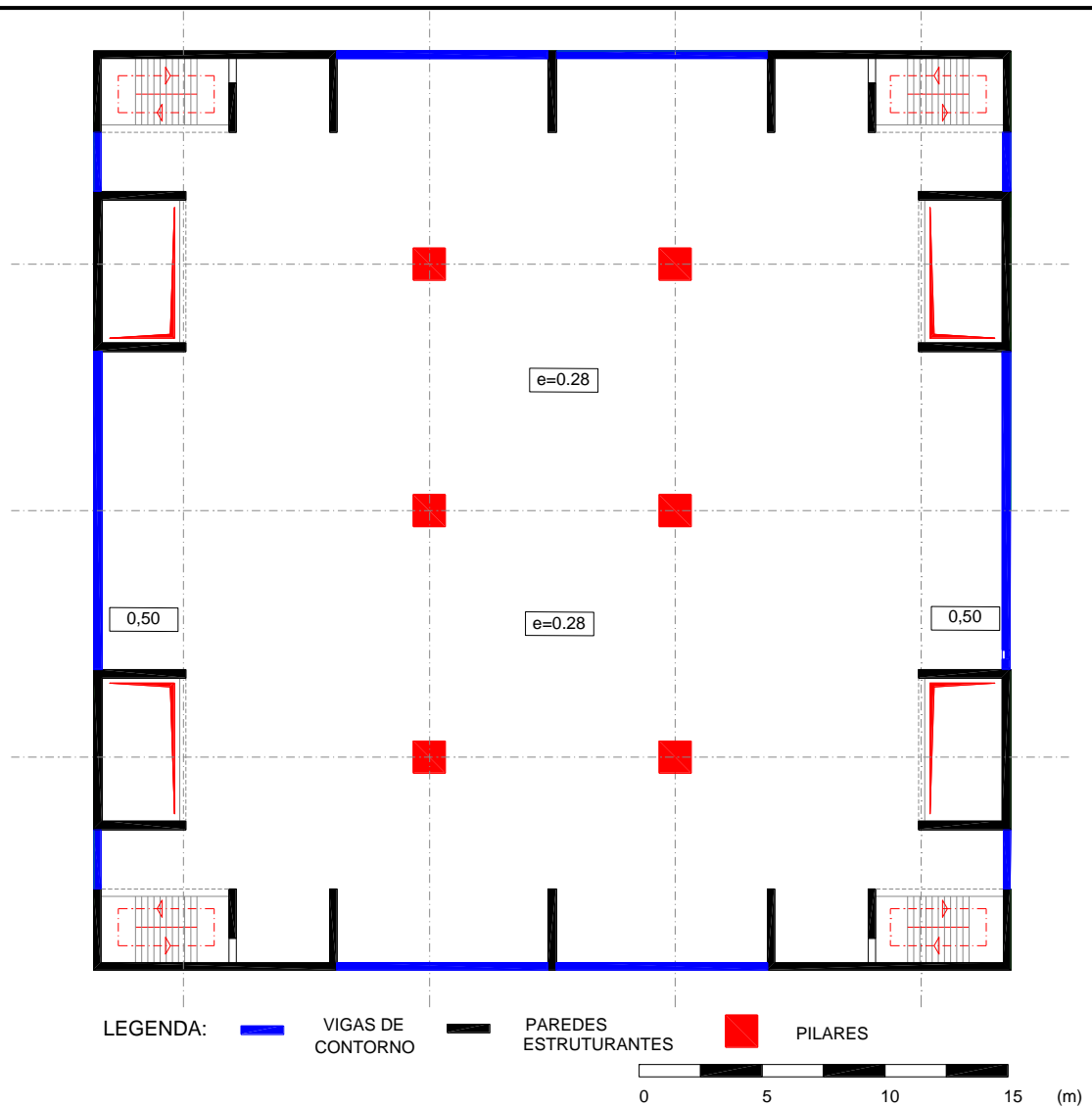


Figura 5-1: Representação esquemática da planta do edifício do caso de estudo 1 e 2

Na Tabela 5-2 indicam-se os valores das frequências e períodos dos primeiros 12 modos de vibração da estrutura, assim como a percentagem de massa que corresponde a cada um destes, permitindo desta forma obter-se a contribuição das diversas configurações de modos para o comportamento dinâmico do edifício.

Como é usual em edifícios altos de secção quadrada, os dois primeiros modos de vibração correspondem a translações quase perfeitas segundo as direcções x e y. Por esta razão os modos predominantes, 1 e 2, apresentam participações de massa correspondentes à direcção x e y de 68,2% e 68,1%, respectivamente. Também é interessante referir que o desfasamento das frequências dos dois primeiros modos para os seguintes é muito acentuado e que a consideração apenas dos 10 primeiros modos para a análise do edifício é bastante razoável, por estes corresponderem a 90% de participação de massa total.

De notar que a frequência de um edifício depende acima de tudo da sua altura. O *Bulletin D'Information* Nº209 apresenta na Secção 3.1.1 uma fórmula aproximada que tal como se confirmará de seguida tem um valor muito próximo de 0,381 Hz.

$$f_e = \frac{46}{h} = \frac{46}{118,8} = 0,387 \text{ Hz}$$

Constata-se que esta fórmula elementar retrata quase na perfeição a realidade para edifícios superiores a 80 metros. A Figura 5-2 foi retirada do *Bulletin D'Information* e ilustra a proximidade entre as frequências obtidas por esta fórmula e as frequências medidas nos edifícios existentes.

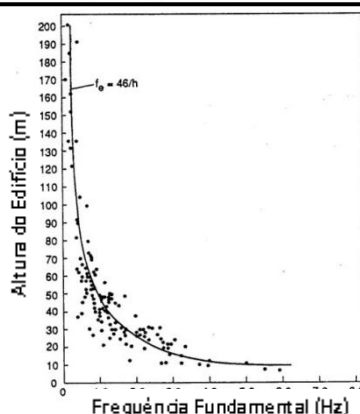


Figura 5-2: Frequência fundamental de edifícios altos (CEB Bulletin D'Information Nº 209 - Vibration Problems in Structures)

5.1.2 Caracterização do vento em escoamento livre

- Velocidade básica do vento

$$u_{10} \quad ; \quad v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (4.3 \text{ e } 4.4)$$

As constantes c_{dir} e c_{season} , consideraram-se iguais à unidade, uma vez que o EN 1991-1-4 não fornece dados concretos para estas. Deste modo a velocidade básica do vento é igual em ambos os regulamentos e admitiu-se igual a 27m/s.

- Função velocidade média do vento

$$u_m(z_{ref}) = u_{10} \cdot \left(\frac{z_{ref}}{10}\right)^\alpha \quad ; \quad v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b \quad (4.5 \text{ e } 4.6)$$

A partir das Expressões 4.7 e 4.8 obtêm-se os seguintes resultados:

$$c_r(z) = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{71,3}{0,05}\right) = 1,38 \quad e \quad k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07} = 0,19$$

Ao admitir-se que o coeficiente de orografia $c_0(z)$ é igual à unidade, as velocidades médias, u_m e v_m , medidas nos pontos de referência de ambas as normas, z_{ref} e z_e , tomam os seguintes valores:

$$z_{ref} = 50,4 \text{ m} \quad ; \quad z_e = 0,6 \cdot 118,8 = 71,3 \text{ m}$$

$$u_m(50,4\text{m}) = 27 \cdot \left(\frac{50,4}{10}\right)^{0,16} = 34,97 \text{ m/s} \quad ; \quad v_m(71,3 \text{ m}) = 1,38 \cdot 1 \cdot 27 = 37,26 \text{ m/s}$$

A diferença entre as velocidades médias dos dois documentos resulta da forma como estes definem o ponto de referência do edifício.

5.1.3 Caracterização *along-wind* da acção do vento

$$W = \varphi \cdot c_f \cdot q_{m_rel} \cdot A \quad ; \quad F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A \quad (4.9 \text{ e } 4.10)$$

Recorrendo às Expressões 4.11 e 4.12 obtêm-se os valores da pressão dinâmica q_{m_rel} à altura de referência z_{rel} do *Bulletin D'Information* e da pressão dinâmica de pico q_p à altura z_e do EN 1991-1-4.

$$q_{m_rel} = \frac{3359,2}{4395,6} = 0,76 \text{ KPa} \quad e \quad q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot 0,14] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 37,26^2 = 1,7 \text{ KPa}$$

Como se referiu anteriormente, o coeficiente de força c_f é calculado de acordo com o EN 1991-1-4 para ambas as normas. O EN 1991-1-4 permitiu obter um coeficiente de força de referência $c_{f,0}$ igual a 2,1 (secção quadrada) e um coeficiente ψ_r igual à unidade, que corresponde a admitir-se uma secção quadrada de arestas vivas.

Para o cálculo do coeficiente ψ_λ recorreu-se ao ábaco 7.36 do ponto 7.13 do EN 1991-1-4. De seguida apresenta-se o valor deste e dos parâmetros de que ψ_λ depende, a esbelteza efectiva do edifício λ e o índice de cheios φ .

$$\lambda = \min\left(1,4 \cdot \frac{h}{b}; 70\right) = 4,50 \quad e \quad \varphi = 1,0 \quad \rightarrow \quad \psi_\lambda = 0,665$$

Desta forma a partir da Expressão 4.13 obteve-se o valor do coeficiente de força c_f :

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda = 2,1 \cdot 1,0 \cdot 0,665 = 1,40$$

Os parâmetros contabilizados no factor de rajada φ definido pelo *Bulletin D'Information* N°209 obtiveram-se através da leitura de ábacos e correspondem aos seguintes valores:

Parâmetros Contabilizados no Factor de Rajada		
Factor de Terreno	R	0,8
Factor Básico de Rajada	B	0,45
Size Factor	s	0,07
Factor de Energia de Rajada	F	0,80
Decremento Logarítmico de Amortecimento	Λ	0,10

Figura 5-3: Parâmetros contabilizados no Factor de Rajada para o caso de estudo1

Os parâmetros contabilizados no factor estrutural $c_s c_d$, definido no EN 1991-1-4, apresentam-se de seguida:

- Factor de pico – k_p (4.24)

$$k_p = \max\left(\sqrt{2 \cdot \ln(0,22 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,22 \cdot 600)}} ; 3\right) = 3,32$$

$$\text{onde, } v = \max\left(0,381 \cdot \sqrt{\frac{0,27}{0,27+0,54}} ; 0,08\right) = 0,22 \text{ Hz}$$

- Intensidade de turbulência – I_v (4.22 e 4.23)

$$I_v(z_e) = \frac{\sigma_v}{v_m(z_e)} = \frac{5,13}{37,26} = 0,14$$

$$\text{onde, } \sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l = 0,19 \cdot 27 \cdot 1,0 = 5,13 \text{ m/s}$$

- Factor de Fundo – B^2 (Y. 20)

$$B^2 = \frac{1}{1+0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_e)}\right)^{0,63}} = \frac{1}{1+0,9 \cdot \left(\frac{37+118,8}{175,4}\right)^{0,63}} = 0,54$$

$$\text{onde, } L(z_e) = L_t \cdot \left(\frac{z_e}{z_t}\right)^\alpha = 300 \cdot \left(\frac{71,3}{200}\right)^{0,16} = 175,4 \text{ m}$$

- Factor de Ressonância – R^2 (4.26)

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_e, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) = \frac{\pi^2}{2 \cdot 0,11} \cdot 0,09 \cdot 0,16 \cdot 0,41 = 0,27$$

Sendo as funções de admitância aerodinâmica (4.27, 4.28, 4.29 e 4.30):

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot 118,8}{175,4} \cdot 1,79 = 5,59 ; R_h = \frac{1}{5,59} - \frac{1}{2 \cdot 5,59^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 5,59}) = 0,16$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot 37}{175,4} \cdot 1,79 = 1,74 ; R_b = \frac{1}{1,74} - \frac{1}{2 \cdot 1,74^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,74}) = 0,41$$

A frequência adimensional e a densidade espectral normalizada (4.31 e 4.32):

$$f_L(71,3m, 0,381Hz) = \frac{0,381 \cdot 175,4}{37,26} = 1,79 \quad ; \quad S_L(z_e, n) = \frac{6,8 \cdot 1,79}{(1+10,2 \cdot 1,79)^{5/3}} = 0,09$$

Observa-se que a correlação das pressões é maior na direcção horizontal R_b do que na direcção vertical R_h , sendo este facto justificado pela grande dimensão em altura do edifício originar uma perda de correlação das pressões.

De notar também que o valor de R^2 é baixo, o que significa que o edifício não é demasiado esbelto. Desta forma constata-se que quanto mais esbelto for o edifício maior será o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração da estrutura.

- Massa por unidade de comprimento do edifício

$$m_e = \rho_{edif} \cdot b^2 = 250 \cdot 37^2 = 342250 \text{ Kg/m}$$

- Amortecimento estrutural δ_s , aerodinâmico δ_a e devido a dispositivos auxiliares δ_d

$$\delta_s = 0,1 \quad ; \quad \delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_e)}{2 \cdot n_{1,x} \cdot m_e} = \frac{1,4 \cdot 1,25 \cdot 37 \cdot 37,26}{2 \cdot 0,381 \cdot 342250} = 0,0092 \quad ; \quad \delta_d = 0,0$$

De onde se concluiu que o amortecimento global é:

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d = 0,1 + 0,0092 + 0,0 \approx 0,11$$

O valor de Λ e δ_s obteve-se a partir da tabela F.2 do EN 1991-1-4 para edifícios em betão armado.

Conhecidos todos estes parâmetros, o factor de rajada φ e o coeficiente estrutural $c_s c_d$ resultam, respectivamente:

$$\varphi = 1 + R \cdot \sqrt{B + \frac{s.F}{\Lambda}} = 1 + 0,8 \cdot \sqrt{0,45 + \frac{0,07 \cdot 0,8}{0,1}} = 1,80$$

$$c_s c_d(z_e) = \frac{1+2 \cdot k_p \cdot I_v(z) \cdot \sqrt{B^2+R^2}}{1+7 \cdot I_v(z_e)} = \frac{1+2 \cdot 3,32 \cdot 0,14 \cdot \sqrt{0,54+0,27}}{1+7 \cdot 0,14} = 0,93$$

Os valores seguintes mostram as semelhanças que existem entre os termos referidos nas Expressões 4.16, 4.17, 4.18 e 4.19:

$$1 + R \cdot \sqrt{B + \frac{s.F}{\Lambda}} = 1,80 \quad ; \quad 1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_e) \cdot \sqrt{B^2 + R^2} = 1,82$$

$$B \cong B^2 \rightarrow 0,45 \cong 0,54 \quad ; \quad R \cdot \sqrt{\frac{s.F}{\Lambda}} \cong 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_e) \cdot \sqrt{R^2} \rightarrow 0,34 \cong 0,47$$

Por fim, recorreu-se às Expressões 4.9 e 4.10 para o cálculo da força exercida pelo vento sobre o edifício, de acordo com ambos os documentos:

$$W = 1,8 \cdot 1,4 \cdot 0,76 \cdot 4395,6 = 8462,66 \text{ KN} ; F_w = 0,93 \cdot 1,4 \cdot 1,7 \cdot 4395,6 = 9709,30 \text{ KN}$$

5.1.4 Máxima aceleração de pico do edifício na direcção *along-wind*

$$a_{\max}^{\text{Bull}} = y_{\text{tot}} \cdot (\varphi - 1) \cdot (2 \cdot \pi \cdot f_e)^2 ; a_{\max}^{\text{EC}} = k_p \cdot \sigma_{a,x}(h) \quad (4.34 \text{ e } 4.35)$$

Observa-se, a partir das Expressões 4.34 e 4.35, que apenas a aceleração definida no *Bulletin D'Information* exige o cálculo do deslocamento no topo do edifício, correspondendo este à zona do edifício onde a aceleração é máxima.

Para o cálculo do deslocamento no topo do edifício recorreu-se ao programa SAP2000, uma vez que o documento não indica qualquer fórmula para o fazer. Deste modo, modelou-se a estrutura no programa, aplicou-se a força dinâmica de faca W à altura de referência z_{rel} e determinou-se o valor do deslocamento no topo, apresentado este o valor seguinte:

$$y_{\text{tot}} = 0,026 \text{ m}$$

O parâmetro K_x contabiliza a configuração do modo fundamental $\phi_{1,x}(z)$. Embora existam fórmulas no EN 1991-1-4 que permitem determinar esta configuração de uma forma aproximada, recorreu-se novamente ao SAP2000 para o seu cálculo, com o objectivo de encontrar uma solução mais realista. A partir da Expressão 4.39 obteve-se o seguinte valor:

$$K_x(h) = \frac{\int_0^h v_m^2(z) \cdot \phi_{1,x}(h) dz}{v_m^2(z_e) \cdot \int_0^h \phi_{1,x}^2(z) dz} \cong \frac{\sum_0^h v_m^2(z) \cdot \phi_{1,x}(h) \cdot h_1}{v_m^2(z_e) \cdot \sum_0^h \phi_{1,x}^2(z) \cdot h_1} = \frac{81787,02}{37,26^2 \cdot 39,94} = 1,48$$

Os somatórios ilustrados na expressão imediatamente acima são compreendidos por 33 parcelas que correspondem aos 33 pisos e h_1 representa a distância entre os pisos.

De seguida pretende-se comparar o valor obtido anteriormente para $K_x(h)$ com o valor que resultaria da utilização das fórmulas aproximadas. Assumindo a expressão simplificada para $\phi_{1,x}(z)$ expressa no anexo F do EN 1991-1-4, o anexo B define uma expressão aproximada para o cálculo do parâmetro $K_x(z)$, que se representa de seguida:

$$\phi_{1,x}(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\xi \rightarrow K_x(h) = \frac{(2 \cdot \xi + 1) \cdot \{(\xi + 1) \left[\ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) + 0,5\right] - 1\}}{(\xi + 1)^2 \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} \quad (5.1 \text{ e } 5.2)$$

O único parâmetro de que ainda não se fez referência foi o designado por ξ , dependendo este do tipo de estrutura do edifício. Na Figura 5-4 seguinte ilustra-se o andamento das configurações dos modos fundamentais de vibração para os diferentes tipos de estruturas.

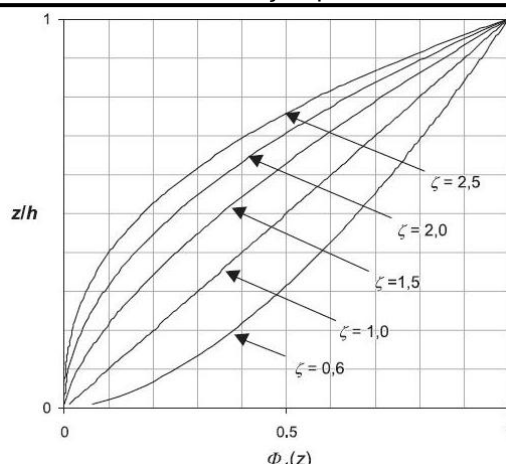


Figura 5-4: Configuração do modo fundamental de flexão em edifícios, torres e chaminés em consola a partir do solo (EN 1991-1-4)

Onde,

- $\xi = 0,6$ → estruturas porticadas esbeltas com elementos de revestimento ou paredes não resistentes;
- $\xi = 1,0$ → edifícios com um núcleo central complementado por pilares periféricos ou com pilares de maior dimensão complementados por elementos de contraventamento;
- $\xi = 1,5$ → edifícios em torre esbeltos e edifícios suportados por núcleos centrais de betão armado;
- $\xi = 2,0$ → torres e chaminés;
- $\xi = 2,5$ → torres de aço reticuladas.

Resolvendo a expressão aproximada de $K_x(h)$ e assumindo $\xi = 1,0$ obtém-se:

$$K_x(118,8m) = \frac{(2 \cdot 1,0 + 1) \cdot \left\{ (1,0 + 1) \left[\ln \left(\frac{71,3}{0,05} \right) + 0,5 \right] - 1 \right\}}{(1,0 + 1)^2 \cdot \ln \left(\frac{71,3}{0,05} \right)} = 1,50$$

Constata-se que este resultado é muito próximo do valor que resulta da configuração do modo obtida pelo programa SAP2000, 1,48. Deste modo, concluiu-se que a estrutura do edifício está na transição entre estrutura de pórtico e estrutura parede.

O valor do desvio padrão da aceleração definido pelo EN 1991-1-4 apresenta o seguinte valor:

$$\sigma_{a,x}(h) = \frac{c_f \cdot \rho_b \cdot I_v(z_e) \cdot v_m^2(z_e)}{m_{1,x}} \cdot R \cdot K_x \cdot \phi_{1,x}(h) = \frac{1,4 \cdot 1,25 \cdot 37 \cdot 0,14 \cdot 37,26^2}{343350} \cdot 0,27 \cdot 1,48 \cdot 1,0 = 0,028 \text{ m/s}^2$$

Determinados todos estes parâmetros, a aceleração máxima do edifício de acordo com o *Bulletin D'Information* e o EN 1991-1-4 resultam, respectivamente:

$$a_{Bull} = 0,026 \cdot (1,80 - 1) \cdot (2 \cdot \pi \cdot 0,381)^2 = 0,12 \text{ m/s}^2 ; a_{EC} = 3,32 \cdot 0,028 = 0,09 \text{ m/s}^2$$

Pode-se concluir que ambos os regulamentos estão bem calibrados, uma vez que conduzem a valores relativamente próximos. No entanto, o EN 1991-1-4 apresenta um valor menos conservativo.

5.1.5 Caracterização *vortex-shedding* da acção do vento

Neste primeiro caso os critérios referidos em 4.3.2.4 não são satisfeitos, portanto não foi necessário calcular as forças induzidas na estrutura na direcção perpendicular ao vento, devidas ao fenómeno dos desprendimentos de vórtices.

5.2 Caso de Estudo 2

5.2.1 Descrição e caracterização dinâmica do edifício do Caso de Estudo 2

O edifício 2 apresenta a mesma estrutura e geometria do edifício 1, apesar de ter uma altura consideravelmente maior. Na tabela seguinte encontram-se as características deste edifício:

Edifício 2		
Altura	m	288
Número de Pisos	-	80
Forma da Secção	-	Quadrada
Dimensões da Secção	m ²	37X37
Material Estrutural	-	Betão Armado
ρ edif	Kg/m ³	250
Frequência Fundamental	Hz	0,151

Tabela 5-3: Descrição do edifício do caso de estudo 1

De forma a obter-se uma frequência fundamental próxima da razão $46/h$ foi necessário aumentar a rigidez do edifício, espessando-se algumas das paredes estruturais do edifício.

Tal como para o edifício 2, recorreu-se ao programa SAP2000 para se obterem os seguintes resultados:

Modo	Frequência (Hz)	Período (seg)	Factores de Participação de Massa			
			Sum.UX (%)	Sum.UY (%)	UX (%)	UY (%)
1	0,15	6,61	71,301	0,001264	71,301	0,001
2	0,16	6,40	71,302	70,28	0,001	70,278
3	0,41	2,44	71,302	70,28	0,000	0,000
4	0,55	1,81	85,704	70,28	14,402	0,000
5	0,59	1,68	85,704	85,649	0,000	15,369
6	1,16	0,86	90,553	85,649	4,849	0,000
7	1,28	0,78	90,553	90,886	0,000	5,237
8	1,35	0,74	90,553	90,886	0,000	0,000
9	1,92	0,52	93,235	90,886	2,682	0,000
10	2,10	0,48	93,235	93,666	0,000	2,780
11	2,59	0,39	93,235	93,666	0,000	0,000
12	2,84	0,35	94,884	93,666	1,649	0,000

Tabela 5-4: Caracterização dinâmica do caso de estudo 2 – Modos de vibração e participações modais

Nas subsecções que se seguem apenas se apresentam os valores correspondentes aos diferentes parâmetros do *Bulletin D'Information* e do EN 1991-1-4 que caracterizam a acção do vento, comentando-se alguns deles. É importante referir que se recomenda a aplicação de ambos os documentos até aos 200 metros de altura, no entanto, uma vez que se trata de uma aplicação meramente académica estes regulamentos irão ser aplicados a este caso de estudo.

5.2.2 Caracterização do vento em escoamento livre

		<i>Bulletin D'Information</i>	EN 1991-1-4
Altura de Referência (z_{ref} e z_e)	m	122,4	172,8
Veloc. Média do Vento (u_m e v_m)	m/s ²	40,25	41,80

Tabela 5-5: Parâmetros que caracterizam a acção do vento para o caso de estudo 2

5.2.3 Caracterização *along-wind* da acção do vento

		<i>Bulletin D'Information</i>	EN 1991-1-4
Força exercida pelo vento sobre o edifício (W e F_w)	KN	30815,94	33150,85

Tabela 5-6: Força exercida pelo vento sobre o edifício do caso de estudo 2

Nas tabelas que se seguem apresentam-se os parâmetros necessários para o cálculo da força exercida pelo vento sobre o edifício W e F_w , respectivamente.

Bulletin D'Information			EN 1991-1-4		
q_{m_rel}	KPa	1,01	$q_p(z_e)$	KPa	2,03
φ	-	2,09	$c_s c_d$	-	0,97
c_f	-	1,47	c_f	-	1,47
R	-	0,70	k_p	-	3,11
B	-	0,40	$I_v(z_e)$	-	0,12
F	-	1,50	B^2	-	0,50
Λ	-	0,10	R^2	-	0,60
m_e	Kg/m	342250	δ	-	0,13
			m_e	Kg/m	342250

Tabela 5-7: Parâmetros que caracterizam a resposta do edifício 2, na direcção do vento

Pelas razões referidas anteriormente observa-se, através das tabelas, que o coeficiente c_f é igual em ambas as normas e que B apresenta um valor próximo de B^2 .

Verifica-se também, que tal como no edifício 1, os termos $R \cdot \sqrt{\frac{s.F}{\Lambda}}$ e $2 \cdot k_p \cdot I_v(z_e) \cdot \sqrt{R^2}$ são muito próximos, apresentando os valores 0,569 e 0,592, assim como os termos $1 + R \cdot \sqrt{B + \frac{s.F}{\Lambda}}$ e $1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_e) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}$, cujos valores correspondentes são 2,09 e 1,8.

Constata-se ainda que, tal como se esperava, o parâmetro R^2 aumentou de 0,27 para 0,60 uma vez que a esbelteza do edifício aumentou significativamente.

5.2.4 Máxima aceleração de Pico do edifício na direcção *along-wind*

	Bulletin D'Information	EN 1991-1-4
Máxima aceleração do edifício		
$(a_{\max}^{\text{Bull}} \text{ e } a_{\max}^{\text{EC}})$	m/s ²	
	0,355	0,149

Tabela 5-8: Valores da aceleração de pico máxima do edifício 2, na direcção do vento

Nas tabelas que se seguem apresentam-se os parâmetros necessários para o cálculo da aceleração máxima do edifício na direcção *along-wind*:

Bulletin D'Information			EN 1991-1-4		
y_{tot}	m	0,36	$\sigma_{a,x}(h)$	m/s ²	0,048
$(\varphi - 1)$	-	1,09	$K_x(h)$	-	1,45
$(2 \cdot \pi \cdot f_e)^2$	1/s ²	0,90	$\phi_{1,x}(h)$	-	1,0

Tabela 5-9: Parâmetros necessários para o cálculo da máxima aceleração do edifício 2, na direcção do vento

Os valores da Tabela 5-8 confirmam o facto de o método do *Bulletin D'Information* resultar em valores de aceleração máxima mais conservativos. Neste caso, o valor da aceleração obtida pelo *Bulletin D'Information* é consideravelmente superior ao valor obtido pelo EN 1991-1-4, podendo concluir-se que para estruturas extremamente esbeltas o *Bulletin D'Information* não fornece valores válidos de acelerações na direcção *along-wind*.

5.2.5 Caracterização *vortex-shedding* da acção do vento

Neste segundo caso ocorre o fenómeno de desprendimentos de vórtices, uma vez que os critérios definidos em 4.3.4 são satisfeitos: $\frac{h}{b} \cong 8 > 6$ e $v_{crit,i} = 48,15 < 1,25 \cdot v_m = 52,38 \text{ m/s}^2$.

- Parâmetros fundamentais relativos ao desprendimento de vórtices

Os parâmetros que se seguem estão definidos de igual forma em ambas as normas, pelo que não se fará qualquer diferenciação.

$$v_{crit,i} = \frac{b \cdot n_{i,y}}{S_t} = \frac{37,0 \cdot 156}{0,12} = 48,15 \text{ m/s}^2 \quad ; \quad Re(v_{crit,i}) = \frac{37 \cdot 48,15}{15 \cdot 10^{-6}} \cong 1,2 \cdot 10^8$$

$$S_t = 0,12 \quad ; \quad S_c = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2} = \frac{2 \cdot 0,1 \cdot 342250}{1,25 \cdot 37^2} = 40$$

Apesar de os ábacos para os quais se define o parâmetro S_t serem um pouco diferentes em ambos os regulamentos, neste caso como a razão entre os lados da secção é igual à unidade, o valor de S_t é igual em ambos os regulamentos e apresenta o valor 0,12.

Para a correcta caracterização *vortex-shedding* da acção do vento através do EN 1991-1-4 é ainda necessário determinar o valor característico da velocidade média do vento v_{m,l_1} , à altura l_1 do ponto médio da faixa L_1 . Admitindo $y_{F,max}/b < 0,1$, resulta:

$$L_1 = 6 \cdot b = 222 \text{ m} \quad e \quad l_1 = \frac{L_1}{2} + h - L_1 = 177 \text{ m} \quad \rightarrow \quad v_{m,l_1} = 41,904 \text{ m/s}^2$$

➤ Cálculo da amplitude máxima transversal ao vento

$$\frac{y_{0,max}}{b} = 0,123 \cdot c_L \cdot \frac{1}{S_t^2} \cdot \frac{1}{S_c} \quad ; \quad \frac{y_{F,max}}{b} = \frac{1}{S_t^2} \cdot \frac{1}{S_c} \cdot K \cdot K_w \cdot c_{lat} \quad (4.43 \text{ e } 4.44)$$

O parâmetro c_L da expressão do *Bulletin D'Information* obteve-se a partir de um ábaco que depende do número de Reynolds. Uma vez que o Re é maior que $1,0 \cdot 10^7$ o parâmetro c_L resultou no valor 0,3.

A relação $v_{crit,i}/v_{m,i1}$ é igual a 1,15 e por estar compreendida entre 0,83 e 1,25, o parâmetro c_{lat} do EN 1991-1-4 é calculado através da expressão que se segue:

$$c_{lat} = \left(3 - 2,4 \cdot \frac{v_{crit,i}}{v_{m,i1}} \right) \cdot c_{lat,0} = (3 - 2,4 \cdot 1,15) \cdot 0,3 = 0,73$$

Para o cálculo da constante $c_{lat,0}$ o EN 1991-1-4 recorre ao mesmo ábaco que o *Bulletin* utiliza para a determinação da constante c_L , de onde se entende que ambas são iguais.

Por fim os parâmetros K e K_w apresentam os seguintes valores:

$$K_w = \min \left(\frac{\int_{L_j} |\phi_{i,y}(s)| ds}{\int_{L_j} |\phi_{i,y}(s)| ds}; 0,6 \right) = 0,6 \quad \text{e} \quad K = \frac{\int_{L_j} |\phi_{i,y}(s)| ds}{4 \cdot \pi \cdot \int_{L_j} |\phi_{i,y}(s)|^2 ds} = 0,117$$

Depois de se determinar todos estes parâmetros as amplitudes máximas da secção transversal ao vento, de acordo com o *Bulletin D'Information* e EN 1-4, resultaram respectivamente:

$$\frac{y_{0,max}}{b} = 0,123 \cdot 0,3 \cdot \frac{1}{0,12^2} \cdot \frac{1}{40} = 0,06 \quad ; \quad \frac{y_{F,max}}{b} = \frac{1}{0,12^2} \cdot \frac{1}{40} \cdot 0,117 \cdot 0,6 \cdot 0,73 = 0,09$$

Verifica-se que o valor de $y_{F,max}/b$ é menor que 0,1 e portanto a condição admitida anteriormente é satisfeita.

É importante referir que a diferença dos resultados obtidos se justifica pela aproximação grosseira dos parâmetros K, K_w e c_{lat} que o *Bulletin D'Information* define, ao aplicar o coeficiente 0,123 por substituição destes.

- Acção dos desprendimentos de vórtices

Na Tabela 5-10 apresentam-se os valores das forças horizontais máximas resultantes da aplicação dos regulamentos:

	<i>Bulletin D'Information</i>	EN 1991-1-4
F_w	KN/m	781,0
		1077,7

Tabela 5-10: Valores das forças horizontais máximas do edifício 2, na direcção perpendicular ao vento

Uma vez que todos os outros parâmetros são idênticos em ambas as normas, verifica-se que a diferença das forças horizontais máximas deriva da desigualdade das amplitudes máximas transversais ao vento.

Para a utilização futura das expressões apresentadas no Subcapítulo 4.3 aconselha-se o uso da norma EN 1991-1-4, uma vez que estas resultam de estudos mais recentes. Este facto é visível ao longo desse subcapítulo, pois embora se tenha verificado na maioria das vezes uma analogia entre as expressões de ambos os regulamentos, o EN 1991-1-4 recorre quase sempre à introdução de novos parâmetros que retratam melhor a resposta de um edifício alto sujeito à acção do vento.

Outra razão que reforça esta sugestão é o facto de os parâmetros definidos no *Bulletin D'Information* N°209 dependerem na sua maioria de ábacos com carácter aproximado e semi-empírico. De referir também que a utilização de ábacos apresenta a desvantagem associada à obtenção de erros na leitura dos parâmetros.

Os ábacos do *Bulletin D'Information* e a falta de consideração de alguns dos parâmetros estipulados no EN 1991-1-4 estão na base das divergências observadas nos resultados das acelerações na direcção *along-wind*, originando uma aceleração conservativa pelo método do *Bulletin D'Information*. Constatou-se que quanto maior for a altura e a esbelteza do edifício, maiores serão as disparidades existentes entre os dois regulamentos, por o *Bulletin D'Information* se tornar cada vez mais conservativo.

5.3 Análise e Avaliação das Acelerações Obtidas

Neste subcapítulo pretende averiguar-se se as acelerações resultantes dos casos de estudo 1 e 2 estão dentro dos limites admissíveis para a satisfação do conforto humano. Para este fim optou-se pela escolha da ISO 6897 (1984), por esta ter sido uma das normas mais usadas na Europa nas últimas décadas para edifícios com frequências entre 0,063-1,0 Hz. Como se

referiu no Capítulo 3, a ISO 6897 especifica limites para a aceleração *rms*, sendo os valores determinados para os 10 minutos consecutivos mais fortes das rajadas de vento com um período de retorno de 5 anos.

Na Figura 5-5 está representada a curva da ISO 6897 que permite avaliar as vibrações não usuais dos edifícios destinados a utilizações gerais. Os valores das ordenadas do gráfico correspondem às vibrações do plano horizontal do edifício e portanto servem para avaliar qualquer posição do corpo do ser humano, tais como, deitado, sentado ou de pé.

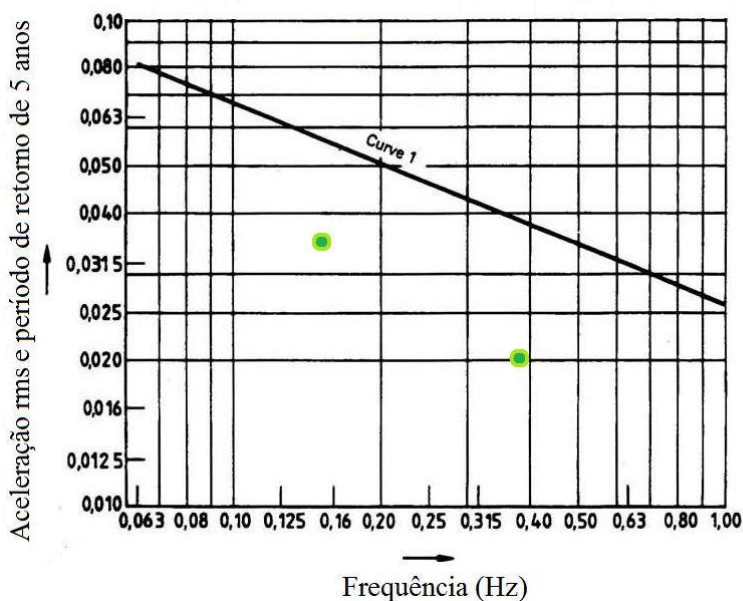


Figura 5-5: Curva respeitante ao limite das acelerações sentidas nos edifícios, estipulada pela ISO 6897, e representação das acelerações obtidas para o edifício do caso de estudo 1 e 2 (ISO 6897)

Para a comparação entre a curva da Figura 5-5 e as acelerações obtidas nos dois casos de estudo utilizou-se apenas os valores resultantes da aplicação do EN 1991-1-4, tendo sido necessário alterar a aceleração de pico para *rms* e o período de retorno de 50 anos para 5 anos.

Para a primeira alteração apenas foi necessário considerar o factor de pico igual à unidade, enquanto para a mudança do período de retorno recorreu-se à Expressão 3.5 do Capítulo 3. Na tabela seguinte encontram-se os valores resultantes destas alterações:

	Caso de Estudo 1	Caso de Estudo 2
Frequência (Hz)	0,381	0,151
Aceleração <i>rms</i> (m/s²)	0,020	0,035

Tabela 5-11: Valores das acelerações *rms* de ambos os casos de estudo, obtidas pelo EN 1991-1-4

Os valores das acelerações de ambos os casos, representados a verde na Figura 5-5 são inferiores à curva definida pela ISO 6897. Deste modo, encontram-se dentro dos limites admissíveis, concluindo-se que os ocupantes do topo desses edifícios apenas poderão sentir-se desconfortáveis uma vez de 5 em 5 anos.

5.4 Variações Realizadas no Edifício do Caso de Estudo 1

Neste subcapítulo variar-se-ão as condições adjacentes ao edifício, modificar-se-ão algumas características estruturais e, ainda, analisar-se-á a influência da eventual incorporação de um dispositivo complementar de amortecimento, de forma a observar-se quais serão as variações das acelerações observadas no topo do edifício. Para este fim, apenas se utilizou o edifício do caso de estudo 1 e o EN 1991-1-4, correspondendo as acelerações à especificação *rms* para períodos de retorno de 5 anos.

5.4.1 Categorias do Terreno

A categoria do terreno é preponderante para a determinação do valor da rugosidade do terreno. Quanto mais denso for o terreno, maior a rugosidade do terreno e menor a velocidade do vento que colide com o edifício, portanto menores serão as acelerações resultantes no topo do edifício.

Na Tabela 5-12 faz-se referência às categorias de terreno 0, II, III e IV, correspondendo estas à zona costeira exposta aos ventos do mar; zona de vegetação rasteira ou obstáculos isolados com separações entre si de pelo menos 20 vezes a sua altura; 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; e zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 metros. Observa-se pela tabela que quando se modifica a categoria do terreno de II, para III e para IV as acelerações diminuem, o que vai ao encontro do referido.

Categoria do Terreno	Aceleração <i>rms</i> (m/s²)
0	0,021
II	0,020
III	0,017
IV	0,014

Tabela 5-12: Acelerações *rms* do edifício 1, obtidas pelo EN 1991-1-4, para diferentes categorias de terreno

5.4.2 Configuração do Modo

A Tabela 5-13 mostra os parâmetros ξ e K_x correspondentes às diferentes configurações dos modos e as acelerações do topo do edifício. Constata-se que à medida que a estrutura em

pórtico se aproxima de uma estrutura parede, os parâmetros ξ e K_x aumentam. A Figura 5-4 confirma este facto, uma vez que nas estruturas em pórtico os deslocamentos entre pisos diminuem em altura e em estruturas parede aumentam.

Verifica-se ainda a partir de Tabela 5-13 que a aceleração do topo do edifício aumenta, quando os parâmetros ξ e K_x aumentam.

Configuração do Modo	ξ/K_x	Aceleração <i>rms</i> (m/s ²)
Obtida pelo SAP2000	- / 1,480	0,020
Edifícios esbeltos e edifícios suportados por núcleos centrais em betão armado	1,5 / 1,622	0,022
Núcleo central com pilares periféricos	1,0 / 1,500	0,020
Estrutura porticada esbelta com paredes não resistentes	0,6 / 1,351	0,018

Tabela 5-13: Acelerações *rms* do edifício 1, obtidas pelo EN 1991-1-4, para diferentes configurações de modos

5.4.3 Massa Volúmica do Edifício

Pela Tabela 5-14 observa-se que a massa volúmica do edifício varia inversamente proporcional à frequência do edifício, ao amortecimento e à aceleração do topo da estrutura. Isto significa que quanto maior a massa volúmica, maior será o tempo que a estrutura demora a completar um ciclo do movimento, menores serão os vazios existentes no interior do material estrutural e menores serão as vibrações induzidas pelo vento.

Massa Volúmica (KN/m ²)	Frequência (Hz)	K_x	δ_a	Aceleração <i>rms</i> (m/s ²)
167	0,467	1,500	0,0113	0,024
250	0,381	1,475	0,0092	0,020
375	0,311	1,478	0,0075	0,017

Tabela 5-14: Acelerações *rms* do edifício 1, obtidas pelo EN 1991-1-4, para diferentes massas volúmicas

5.4.4 Secção do Edifício

A partir da Tabela 5-15 verifica-se que os valores da aceleração do topo do edifício reduzem significativamente quando se teve em consideração os efeitos aerodinâmicos da estrutura. Neste caso procedeu-se ao arredondamento da secção do edifício, tendo-se conseguido diminuir a aceleração para metade. Na figura seguinte está ilustrado o gráfico do EN 1991-1-4 utilizado para o cálculo do parâmetro ψ_r :

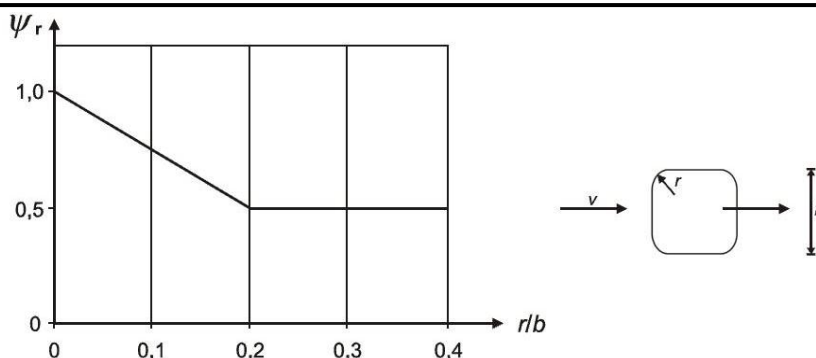


Figura 5-6: Coeficiente de redução ψ_r para uma seção transversal quadrada com cantos arredondados

Secção do Edifício	ψ_r	Aceleração <i>rms</i> (m/s ²)
Quadrada de Arestas Vivas	1,00	0,020
Quadrada com cantos arredondados ($r/b=0,1$)	0,75	0,015
Quadrada com cantos arredondados ($r/b=0,2$)	0,5	0,010

Tabela 5-15: Acelerações *rms* do edifício 1, obtidas pelo EN 1991-1-4, para diferentes configurações da seção

5.4.5 Dispositivo Complementar de Amortecimento - TMD

Apesar de se continuar a verificar que todos os valores se encontram dentro dos limites admissíveis, nesta subsecção pretende conhecer-se de uma forma aproximada qual seria a redução da aceleração do topo do edifício se se aplicasse um “*Tuned Mass Damper*” no interior do edifício. De uma forma conservativa, considera-se que o dispositivo “*Tuned Mass Damper*” a colocar provoca um amortecimento adicional do edifício de 10%, que corresponde a um decremento logarítmico de amortecimento de 0,628.

$$\xi = 0,1 \rightarrow \delta_d = 2 * \pi * 0,1 = 0,628$$

Posto isto, o decremento logarítmico de amortecimento global do edifício resulta:

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d = 0,10 + 0,0092 + 0,628 \approx 0,74$$

Na Tabela 5-16 verifica-se a melhoria obtida com a aplicação do sistema TMD, através da redução da aceleração no topo do edifício em 45%.

	Antes da aplicação TMD	Depois da Aplicação TMD
Dec. Logarít. Amortecimento δ	0,11	0,74
Aceleração <i>rms</i> (m/s²)	0,020	0,011

Tabela 5-16: Acelerações *rms* do edifício 1, obtidas pelo EN 1991-1-4, antes e depois da aplicação do sistema TMD

Capítulo 6

O EDIFÍCIO COM MAIOR ALTURA, EM FASE DE PROJECTO

Como complemento e perspectiva futura do tema abordado na dissertação, neste capítulo inclui-se uma breve apresentação de um projecto que integra uma série de conceitos e metodologias inovadoras para a atenuação do movimento de um edifício sujeito à acção do vento, o qual se encontra descrito no (CTBUH *Journal, Tall buildings: design, construction and operation*. 2009). *Nakheel Tower* será o maior “arranha-céus” do mundo localizado no centro do Dubai, terá aproximadamente um quilómetro de altura, apresentará uma secção circular constante em altura com cerca de 100 metros de diâmetro e *criará uma comunidade vertical de 15.000 pessoas*.

As principais razões que levam um “arranha-céus” ser inexecutável do ponto de vista financeiro, quando comparado com dois edifícios com metade da altura, são, mais do que o preço por metro quadrado, a perda das receitas provenientes devida à menor rentabilidade do espaço e o tempo que se demora a construir (Smith, 2009).

A maneira como se está a conceber a *Nakheel Tower* permite eliminar de alguma forma estes dois problemas, uma vez que a invariabilidade em altura da configuração e da dimensão da secção possibilita o aumento significativo da rentabilidade do espaço e a maximização da repetição dos elementos das fachadas possibilita a diminuição do tempo de construção.

Da resolução da primeira questão resultou o aparecimento do fenómeno *vortex-shedding* que, como se sabe, amplifica significativamente a resposta do edifício à acção do vento. De modo a suprimir este fenómeno dividiu-se o “arranha-céus” em quatro torres separadas, ilustrado na Figura 6-1, no interior das quais se insere um espaço vazio que facilita a passagem do vento através do centro das torres. As quatro torres têm os seus próprios núcleos, são independentes e estão interligadas entre si por pontes, com alturas de 3 pisos, entre cada 25 pisos, que se designam por “*Skybridges*”, proporcionando uma grande redundância de todos os sistemas do edifício: estruturais, mecânicos, eléctricos, saídas de incêndio, entre outros.

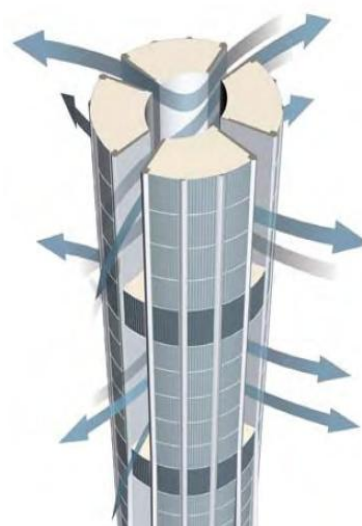


Figura 6-1: Divisão do edifício permite o vento atravessar no interior da torre

Os pontos seguintes focam os estudos efectuados e as soluções estruturais e aerodinâmicas que daí se obtiveram, com a finalidade de melhorar o comportamento do edifício e de minimizar a resposta do edifício, quando sujeito à acção do vento:

- A simetria da secção e o facto da forma do edifício ser praticamente constante em altura conduzem a uma maior eficiência estrutural por dois motivos: os elementos estruturais não são interrompidos ao longo da altura do edifício; e porque possibilita uma distribuição mais uniforme das forças gravíticas, reduzindo os encurtamentos axiais diferenciais;
- As dimensões das secções transversais dos elementos verticais da estrutura foram estabelecidas de forma a conciliar a resistência vertical com a rigidez lateral da estrutura, conjugando de uma só vez o “sistema gravítico” com o “sistema lateral”;
- Os elementos verticais são de betão armado e são constituídos por colunas de grande dimensão e paredes estruturais que, na sua maioria, estão interligadas entre si. Na primeira imagem da Figura 6-3 está uma representação esquemática dos elementos verticais, na qual as paredes “*Drum*” são análogas ao núcleo central de edifícios altos; as paredes “*Hammer*” situam-se perpendicularmente às “*Drum*”, definem o perímetro das torres independentes e estão ligadas às 8 colunas “*Mega*” de grande dimensão; e as paredes “*Fins*” suportam as áreas centrais;
- Em cada “*Skybridge*” os esforços das colunas de grande dimensão são equilibrados e transmitidos através de treliças “*Belt*” metálicas com uma altura de 3 pisos (representadas na segunda imagem da Figura 6-3), que, em simultâneo, fornecem redundância e robustez adicional à estrutura, uma vez que criam caminhos de carga alternativos;
- Também ao nível de cada “*Skybridge*”, existem outras paredes com o objectivo de unir todos os segmentos das paredes “*Drum*”, possibilitando que o sistema estrutural se comporte como um todo. Estas encontram-se representadas na segunda imagem da Figura 6-3;
- Para que seja possível a transferência dos grandes esforços transversos, as paredes, com mais de 1300 mm de espessura, serão constituídas por placas metálicas com 80 mm de espessura inseridas no interior do betão;
- Uma vez que o peso total dos materiais de construção é aproximadamente proporcional ao custo dos elementos verticais, a redução do peso total da estrutura constituiu um dos principais objectivos no dimensionamento de *Nakheel Tower*. Neste caso, aproximadamente metade da capacidade vertical da estrutura será apenas para resistir ao seu próprio peso, portanto foi



Figura 6-2: Configuração prevista para a *Nakheel Tower*

necessário aplicar um sistema de pisos leve;

- A fundação será um sistema convencional em betão, sobre uma plataforma metálica que se apoia em vigas mistas. Está previsto que esta fundação tenha 100,000 metros quadrados de área de modo a reduzir complicações nas fases de construção;

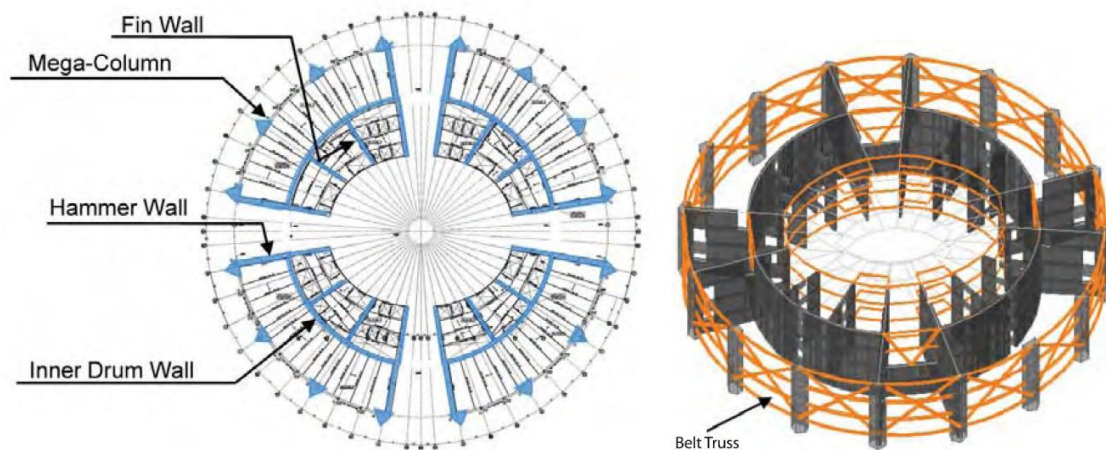


Figura 6-3: Representação esquemática dos elementos verticais, à esquerda, e das treliças “belt”, à direita (Mitcheson-Low, Rahimian, & Dennis, 2009)

- Numa primeira fase, com a finalidade de se obter indicações iniciais da resposta do edifício à acção do vento e de se estudarem pequenas variações da geometria, utilizou-se a dinâmica computacional de fluidos (CFD) e dezenas de testes *high frequency force balance* (HFFB), ilustrados na Figura 6-4 e referidos no Capítulo 4. A melhoria desses estudos fez-se através de testes de modelos aeroelásticos e de testes *High Frequency Pressure Integration* (HFPI), também referidos no Capítulo 4;

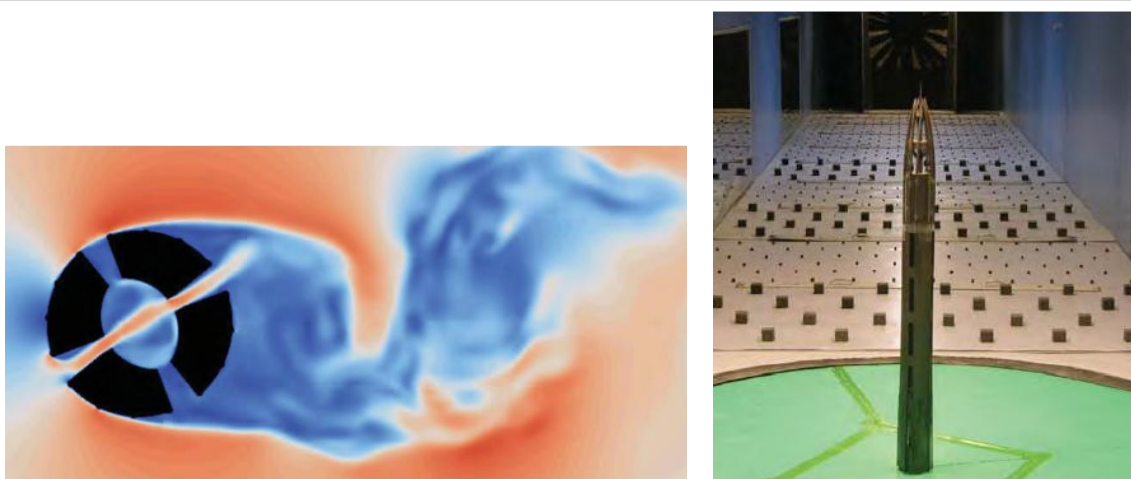


Figura 6-4: Análise CFD, à esquerda, e teste HFFB, à direita (Mitcheson-Low, Rahimian, & Dennis, 2009)

- A separação do “arranha-céus” em quatro torres independentes não só permitiu eliminar o fenómeno do *vortex-shedding*, como possibilitou a redução de um terço dos esforços devidos à acção do vento;

- A maioria das modificações arquitectónicas da torre foi conduzida pela aerodinâmica, resultando numa melhoria do comportamento do edifício em termos de acelerações laterais, de tal forma que assegurou os critérios de conforto humano sem que fosse necessário introduzir sistemas suplementares de amortecimento;
- Prevê-se mesmo assim a inclusão de um dispositivo complementar de amortecimento do tipo TLD (amortecedor de movimento de líquido), referido no Capítulo 3, para compensar as possíveis variações na rigidez e no amortecimento da estrutura do edifício, resultantes de erros construtivos.

Concluiu-se que numa obra desta dimensão e natureza existem inúmeros conceitos e áreas a trabalhar detalhadamente, sendo as disciplinas de engenharia estrutural, de engenharia do vento e da arquitectura as fundamentais. Devem operar conjuntamente ao longo do desenvolvimento do projecto.

Ultrapassadas algumas das dificuldades do projecto da *Nakheel Tower*, no que depende da engenharia estrutural, do vento e da arquitectura já será possível a realização de um edifício de 1 quilómetro de altura. No entanto, existem outras áreas que necessitam de uma maior evolução tecnológica, como as relacionadas com os materiais de construção e a forma como estes são aplicados em obra. Para a realização da *Nakheel Tower* será necessário obter betões com resistências superiores a 100 MPa, módulos de elasticidade aproximadamente iguais a 50 GPa e que funcionem bem quando as temperaturas são elevadas. É importante referir que o alcance destas características para o betão não é de todo impossível, uma vez que já se fabricam no Dubai betões com resistências superiores a 80 MPa.

Capítulo 7

CONCLUSÃO

Mais do que em qualquer construção, no dimensionamento de um edifício alto, esbelto e sensível à acção do vento, as condições de serviço são de grande importância. Deste modo, as vibrações estruturais, que se desenvolvem principalmente nas duas direcções principais, devem ser analisadas de acordo com as três principais grandezas envolvidas: deslocamentos; velocidades; e acelerações. A primeira assume especial relevância para a avaliação da deformabilidade dos materiais utilizados nos edifícios, enquanto as restantes assumem uma grande preponderância para a análise do conforto dos seus ocupantes.

O objectivo principal do documento foi analisar os critérios de conforto em edifícios altos. Por se pensar que a avaliação das acelerações dos edifícios altos é a melhor forma para a caracterização dos “estados limites de vibração associados ao conforto humano”, a grandeza aceleração foi, sem dúvida, o elemento mais relevante no desenvolvimento da dissertação.

Tradicionalmente, os efeitos das vibrações na avaliação do conforto humano eram estimados recorrendo-se aos valores *rms* da aceleração. Mais recentemente, e principalmente na América do Norte, tem-se utilizado os valores da aceleração de pico. As diferenças entre as duas abordagens foram analisadas no documento, recomendando-se a adopção dos valores *rms* da aceleração.

Neste documento referiram-se os estudos passados relativos aos parâmetros de sensibilidade dos efeitos das vibrações dos edifícios altos provocadas nos ocupantes, que se basearam em experiências de campo e questionários realizados a ocupantes de edifícios existentes que sofrem a acção de vento; testes de simuladores de movimento e experiências em mesas oscilatórias; experiências realizadas em edifícios existentes artificialmente excitados; e experiências que relacionam a visão humana com a percepção das vibrações dos edifícios.

Estes testes, na sua generalidade, têm sido efectuados com base em vibrações sinusoidais. As pessoas a eles submetidas têm-se focado apenas na percepção da vibração, não sendo sujeitas à avaliação do desempenho de actividades. Mencionaram-se alguns estudos que se realizaram com o intuito de avaliar os efeitos das vibrações dos edifícios no desempenho de actividades, embora, na maioria das vezes, os resultados destes se tenham revelado, inconclusivos. Muitos dos estudos estiveram na base de avaliações pessoais da percepção das vibrações. A importância da expectativa e das experiências passadas dos ocupantes são difíceis de quantificar e contabilizar na análise e interpretação dos resultados dos testes.

As condições dos testes adoptadas pelos investigadores envolvem intensidades de aceleração que aparentemente causam desconforto aos ocupantes, e, podem até provocar enjoos. Apesar de ser necessário aprofundar estes aspectos fisiológicos e psicológicos nos seres humanos, concluiu-se que os ocupantes, na sua maioria, são capazes de compensar os efeitos negativos causados pelas vibrações e que a habituação se revelou um parâmetro de grande relevância para a atenuação dos sintomas provocados pelas vibrações.

A inexistência de critérios de conforto humano internacionalmente aceites deve-se sobretudo à natureza subjectiva dos limiares da percepção e tolerância humanas à vibração dos edifícios altos. Deste modo, efectuou-se uma comparação directa entre as vibrações aceitáveis para edifícios altos e os critérios de conforto estipulados pelos regulamentos mais recentes. Recomendou-se a ISO 6897 (1984) para a verificação das acelerações aceitáveis, por esta ter sido uma das normas mais usadas na Europa nas últimas décadas para edifícios com frequências entre 0,063-1,0 Hz.

Considera-se, no entanto, ser de grande importância poder chegar a um consenso internacional, de forma a que se desenvolvam critérios únicos para os “estados limites de vibração associados ao conforto humano”. Estes passariam a ser utilizados pelos projectistas e donos dos edifícios com maior confiança.

Os intervalos de registo e o período de retorno para os quais se caracteriza a acção do vento, nomeadamente a determinação da velocidade do vento, também foram analisados de forma a obter-se um melhor entendimento e controlo dos factores desencadeantes do conforto/desconforto humano. No documento aconselhou-se um valor entre 5 a 30 minutos para o intervalo de registo, recomendando-se um valor de 15 minutos, o qual corresponde ao valor óptimo definido por Davenport. Por outro lado, não se definiu qualquer valor para o período de retorno a partir do qual se verifique os “estados limites associados ao conforto dos ocupantes”, uma vez que estes variam consoante a zona onde o edifício se insere.

Outro dos parâmetros, inteiramente relacionado com as incertezas associadas aos critérios de conforto humano, que também foi abordado no documento, é o amortecimento. No âmbito da sua caracterização foram discutidas e complementadas com exemplos de aplicações recentes, algumas formas de minimizar as vibrações dos edifícios altos induzidas pelo vento, incluindo soluções estruturais, melhoramento das características aerodinâmicas dos edifícios e aplicação de dispositivos complementares de amortecimento.

De forma a alcançar o desempenho desejado em termos do conforto humano, a optimização do dimensionamento estrutural de edifícios altos, esbeltos e sensíveis ao vento, geralmente, foca-se em métodos convencionais, tais como, modificações na rigidez e na massa das estruturas. No entanto, para edifícios muito altos e muito esbeltos o dimensionamento

estrutural tem de ser reforçado, através de melhoramentos das características aerodinâmicas, e, em casos extremos, pela introdução de dispositivos complementares de amortecimento.

A escolha óptima dos dispositivos complementares de amortecimento para um determinado projecto depende de uma série de factores como a quantidade de amortecimento requerida, a disponibilidade de espaço reservada para estes, o número de modos de vibração envolvidos e a acessibilidade para a manutenção, entre outros. Concluiu-se também que todos os sistemas têm as suas vantagens e desvantagens, sendo o importante certificar que a fonte de amortecimento será eficiente e suficiente para garantir que as amplitudes envolvidas na operacionalidade dos edifícios não sejam superiores aos limites admissíveis.

De notar, ainda, que os edifícios altos, esbeltos e sensíveis ao vento estão habitualmente associados ao fenómeno de desprendimento de vórtices, provocando um aumento muito grande das vibrações dos edifícios na direcção transversal ao vento. Apesar de o fenómeno ser de fácil compreensão, apresenta uma grande complexidade na sua quantificação, e, portanto nos dias de hoje, ainda não há forma de o determinar com precisão. Uma das principais preocupações dos projectistas no dimensionamento deste tipo de edifícios é a eliminação deste fenómeno, através de sistemas estruturais e aerodinâmicos otimizados, ou, a atenuação das consequências provocadas por este, introduzindo dispositivos complementares de amortecimento.

Para a avaliação da aceleração do topo dos edifícios, sensíveis à acção do vento, apresentaram-se alguns dos métodos mais utilizados, entre eles, a computação dinâmica de fluidos, os testes *high frequency force balance*, *high frequency pressure integration*, modelos aeroelásticos e testes para números de Reynolds altos. Conclui-se que se estes métodos forem usados várias vezes, refinando a configuração do edifício, os esforços e as acelerações sentidas no edifício podem ser bastante reduzidos.

Um aspecto importante de referir é que, devido à complexa e difícil descrição do fenómeno do vento, para a avaliação da aceleração recorre-se a várias hipóteses simplificativas, quer na mecânica de fluidos, quer na dinâmica estrutural, sendo estas inseparáveis no domínio dos edifícios altos.

Nos edifícios inferiores a 300 metros os testes em túnel de vento têm-se utilizado, de forma mais *passiva*, como confirmação do processo de dimensionamento do edifício, depois de este ter a sua configuração quase definida na totalidade, sem ou com poucas considerações aerodinâmicas. Nos edifícios superiores a 300 metros os testes em túnel de vento, apesar de serem idênticos aos anteriores, geralmente apresentam escalas menores, constituindo a principal diferença o facto de estes se utilizarem de uma forma mais *pró-activa*. Ou seja, o dimensionamento deste tipo de edifícios faz-se conjuntamente com os testes em túnel de

vento, por intermédio de um processo iterativo desde o início do processo de dimensionamento do edifício, até se alcançar uma configuração aerodinâmica óptima da estrutura.

Referiu-se, ainda, que para edifícios superiores a 300 metros e para estruturas muito esbeltas os efeitos dos modos de ordem superior ao modo fundamental têm de ser contabilizados, os efeitos aeroelásticos e dos números de Reynolds normalmente são significativos e, para além da realização dos testes em túnel de vento, a computação dinâmica de fluidos constitui uma ferramenta muito útil para a optimização das características aerodinâmicas.

Face à importância da avaliação das acelerações em edifícios altos, o CEB *Bulletin D'Information* N°209 e o EN 1991-1-4 foram apresentados, por meio de uma comparação analítica e numérica. A comparação numérica foi realizada pela aplicação de ambos os documentos a dois casos de estudo. Perante a análise efectuada e os resultados obtidos por estes regulamentos concluiu-se que o *Bulletin D'Information* apresenta valores de aceleração mais conservativos e recomenda-se o EN 1991-1-4 para a avaliação das acelerações em edifícios altos.

Neste contexto, é ainda importante salientar que foram desenvolvidas folhas de cálculo para a determinação da aceleração no topo de edifícios, induzidos pela acção do vento, de acordo com ambos os documentos. Estas folhas de cálculo revelam-se de extrema utilidade, uma vez que podem ser aplicadas, de uma forma simples, automática e rápida, a qualquer edifício de secção constante e regular.

Como perspectiva futura do tema abordado na dissertação e como conclusão do documento, no final deste incluiu-se uma breve apresentação de um projecto que integra uma série de conceitos e metodologias inovadoras para a atenuação dos efeitos do vento num edifício, com cerca de um quilómetro de altura, actualmente em fase de projecto.

Capítulo 8

REFERÊNCIAS

- Aeroelasticity*. (s.d.). Obtido em Setembro de 2009, de Web site de Wikipedia: <http://en.wikipedia.org/wiki/Aeroelasticity>
- Baker, W., Pawlikowski, J., & Young, B. (2009). The Challenges in Designing the World's Tallest Structure: The Burj Dubai Tower. *ASCE, Annual Structures Congress, Texas* .
- Bashor, R., & Kareem, A. (2009). Probabilistic Assessment of Occupant Comfort in Tall Buildings. *ASCE Annual Structures Congress, Texas* .
- Boggs, D. (1995). Acceleration Indexes for Human Comfort in Tall Buildings - Peak or RMS? *CTBUH Monograph: Motion Perception Tolerance and Mitigation 1997* , Chpt. 13.
- Camarinha, R. (2008). *Acção e Efeitos do Vento em Edifícios Altos*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil.
- CEB Bulletin D'Information Nº 209 - Vibration Problems in Structures*. Comité Euro-International du Béton.
- Consulting Services in Wind Engineering*. (s.d.). Obtido em Setembro de 2009, de The University of Sydney: <http://www.civil.usyd.edu.au/wes/consulting.shtml>
- Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions*.
- Holmes, J. D. (2007). *Wind Loading of Structures*.
- Irwin, P. (2009). Wind Engineering Challenges of the New Generation of Super-Tall Buildings. *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn*.
- Irwin, P., & Baker, W. (2009). The Wind Engineering of the Burj Dubai Tower.
- Irwin, P., Kilpatrick, J., & Frisque, A. (2008). Friend or Foe, Wind at Height. *CTBUH 8th World Congress* .
- Kareem, A., Kijewski, T., & Tamura, Y. (1999). Mitigation of Motions of Tall Buildings with Specific Examples of Recent Applications.
- Kuenstle, M. W. (2001). *Computational Fluid Dynamic Applications, in Wind Engineering for the Design of Building Structures in Wind Hazard Prone Areas*. Obtido em 09 de 2009, de Web site de Cumincades: <http://cumincades.scix.net/data/works/att/81a5.content.pdf>
- Kwok, K. e. (2009). Perception of vibration and occupant comfort in wind-excited tall buildings. *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn*.
- Mendes, P. (1994). *Modelação Numérica do Comportamento Aerodinâmico de Estruturas Esbeltas*.
- Mitcheson-Low, M., Rahimian, A., & Dennis, O. (2009). Case Study: Nakheel Tower - The Vertical City. *CTBUH, Journal, Tall buildings: design, construction and operation*.
- Silva, C. W. *Vibrations: Fundamentals and Practice*. Taylor & Francis.
- Smith, A. (2009). Why Most Super-Tall Building are Financially Unfeasible for Developers. *The Sky's the Limit Cityscape* .

Tamboli, A., FASCE, Joseph, L., Vadnere, U., & Xu, X. (2008). Tall Buildings: Sustainable Design Opportunities. *ASCE Annual Structures Congress, Dubai* .

Taranath, B. S. *Wind and Earthquake Resistant Buildings, Structural Analysis and Design*. ASCE 7-02, 2003 IBC, AISC 341-02, ACI 318-02, FEMA 350, FEMA 356, NFPA 5000, 1997 UBC.

Vortex Shedding. (s.d.). Obtido em Setembro de 2009, de Web site de Wikipedia: http://en.wikipedia.org/wiki/Vortex_shedding

Xie, J., & Kelly, D. (2009). Wind Engineering Studies for Super-tall Buildings. *ASCE, Annual Structures Congress, Texas* .

Xie, J., & To, A. (2008). Design-Oriented Wind Engineering Studies New China Central Television Headquarters. *Technotes, Issue no. 26* .

Zhou, Kijewski, & Kareem. (2002). *Along-Wind Load Effects on Tall Building: Comparative Study of Major International Codes and Standards*.