

Efeito do Vento como Ação Dinâmica em Edifícios Altos

Bruno Daniel de Castro Oliveira

Dissertação apresentada para obtenção do grau de

Mestre em Engenharia Civil – Estruturas

Orientador: Professora Doutora Joana Delgado

Co-Orientador: Eng.º Luís Macedo

OUTUBRO DE 2014

À Tânia Rodrigues

AGRADECIMENTOS

Ao longo deste semestre muitas foram as pessoas que, pelo seu apoio e incentivo, em muito contribuíram para a realização da presente dissertação. No entanto, gostaria de expressar um agradecimento especial:

À Professora Doutora Joana Delgado, a minha orientadora, pela disponibilidade e simpatia que demonstrou ao longo do semestre, pelos conhecimentos que me transmitiu, pela bibliografia disponibilizada e pela revisão cuidada que em muito me ajudou a terminar a presente dissertação.

Ao Eng.º Luís Macedo, o meu co-orientador, pela disponibilidade que sempre demonstrou ter, pela ajuda no desenvolvimento dos trabalhos numéricos e pela transmissão de conhecimentos para a realização da presente dissertação.

À Tânia pelo carinho e compreensão recebidos, pelas palavras de incentivo e pelo apoio incessante na minha vida.

Aos meus pais e familiares, pelo seu apoio, amizade, sabedoria e “bom senso”.

Aos meus amigos, Bruno Pinto, Carlos Viseu, Cláudio Dias, João Silva, Raul Sousa, Rui Seabra, Rui Ribeiro e Sónia Abreu que, pela sua presença, companheirismo e palavras de apoio, em muito contribuíram para a execução do presente trabalho.

A todos aqueles que, de uma forma ou de outra, também contribuíram para que conseguisse finalizar a presente dissertação.

RESUMO

Este trabalho apresenta uma série de conceitos fundamentais relacionados com a ação do vento em edifícios altos, começando por serem estabelecidas algumas considerações acerca da circulação do vento na camada limite atmosférica e da sua interação com as estruturas. É feita uma apresentação das metodologias propostas pelo RSA e pelo Eurocódigo 1 para quantificação estática da ação do vento sobre os edifícios, bem como é elaborada uma comparação das metodologias propostas por estes.

Foram modelados computacionalmente, com recurso a um programa automático de cálculo estrutural, três edifícios altos com diferente secção geométrica em planta que servirão de caso de estudo. Para estes mesmos edifícios são aplicados os dois regulamentos considerados com vista à determinação de esforços e deslocamentos.

Sendo os edifícios altos um género de estruturas capazes de ser excitadas dinamicamente perante a ação do vento, adota-se uma metodologia para quantificação desta ação de forma dinâmica na direção do escoamento.

Assim, é obtida a resposta dinâmica ao longo do tempo em termos de vários parâmetros de controlo para o caso de estudo considerado e é feita uma comparação da resposta dos edifícios sob a ação dinâmica do vento em função da secção geométrica em planta e em função da resposta estática regulamentar.

PALAVRAS-CHAVE: Vento, Edifícios Altos, RSA, Eurocódigo 1, Ação Dinâmica

ABSTRACT

This work presents a number of fundamental concepts related to the wind effects on tall buildings, starting to be established some considerations about the wind movement in the atmospheric boundary layer and its interaction with structures.

A presentation of the methodologies proposed by RSA and Eurocode 1 for quantification of static wind action on buildings is made, as well a comparison between them.

Using software for automatic structural calculation, three tall buildings with different geometric plan are modeled for the case study. The two normative guidelines are applied for these buildings to obtain the static responses.

As tall buildings are structures capable of being dynamically excited under the wind loads, a method for quantifying this action with dynamic nature on these structures is adopted.

The dynamic response in time, in terms of various control parameters for the considered case of study, is obtained and is compared the dynamic response of the buildings under the different geometric plan and under a static wind load.

KEY-WORDS: Wind, Tall Buildings, RSA, Eurocódigo 1, Dynamic Load

ÍNDICE GERAL

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações iniciais	1
1.2. Objetivos e justificação.....	3
1.3. Estrutura do trabalho.....	3
2. CARACTERIZAÇÃO DO FENÓMENO VENTO	5
2.1. Conceitos fundamentais.....	5
2.2. Velocidade média do vento.....	10
2.3. Turbulência do vento	11
2.3.1. Intensidade de turbulência	13
2.3.2. Função densidade de probabilidade.....	14
2.3.3. Fator de Rajada.....	15
2.3.4. Escalas de turbulência.....	16
2.3.5. Espectros do vento.....	19
2.3.6. Outros parâmetros	22
2.4. Influência dos terrenos.....	23
3. INFLUÊNCIA DO VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS	25
3.1. Ação do vento	25
3.1.1. Regime do escoamento	25
3.1.2. Coeficientes de pressão e de força.....	27
3.1.3. Edifícios altos imersos num escoamento	29
3.2. Resposta à ação do vento de edifícios altos.....	36
3.2.1. Resposta longitudinal dos edifícios	37
3.2.2. Resposta transversal dos edifícios.....	41
3.2.3. Amortecimento	42

3.2.3.1. Amortecimento estrutural.....	43
3.2.3.2. Amortecimento aerodinâmico.....	43
3.3. Controlo de vibrações.....	45
3.4. Fenómenos com carácter aeroelástico.....	48
4. ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR.....	51
4.1. Introdução.....	51
4.2. Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes.....	51
4.2.1. Zonamento do território.....	52
4.2.2. Rugosidade aerodinâmica do solo.....	52
4.2.3. Quantificação da ação do vento.....	53
4.2.3.1. Velocidade média do vento.....	53
4.2.3.2. Flutuações da velocidade do vento.....	54
4.2.3.3. Velocidade de rajada e influência do tipo de zona.....	54
4.2.3.4. Pressão dinâmica do vento.....	55
4.2.3.5. Orografia do terreno.....	56
4.2.4. Determinação dos efeitos da ação do vento.....	57
4.2.4.1. Coeficientes de pressão.....	58
4.2.4.2. Coeficientes de força.....	58
4.3. Eurocódigo 1– Acções em estruturas– Parte 1-4: Acções gerais Acções do vento.....	59
4.3.1. Velocidade do vento.....	60
4.3.1.1. Velocidade média do vento.....	60
4.3.1.2. Turbulência do vento.....	67
4.3.2. Pressão dinâmica de pico.....	67
4.3.3. Ação do vento.....	68
4.3.3.1. Pressões exercidas pelo vento em superfícies.....	69
4.3.3.2. Forças exercidas pelo vento sobre as construções.....	70

4.3.3.3. Coeficientes de pressão.....	72
4.3.3.4. Coeficientes de força.....	73
4.3.3.5. Altura de referência para paredes verticais de edifícios.....	74
4.3.4. Coeficiente estrutural.....	75
4.3.4.1. Influência da turbulência do vento.....	77
4.3.4.2. Coeficiente de resposta quase-estática.....	79
4.3.4.3. Coeficiente de resposta em ressonância.....	79
4.3.4.4. Fator de pico.....	80
4.3.4.5. Deslocamentos e acelerações.....	81
4.4. Análise comparativa dos regulamentos	83
5. MODELAÇÃO NUMÉRICA 3D	89
5.1. Introdução.....	89
5.2. Caracterização estrutural dos edifícios.....	89
5.3. Modelação estrutural dos edifícios	95
5.4. Comportamento dinâmico das estruturas	97
5.5. Quantificação da ação estática do vento segundo os regulamentos	101
5.6. Modelação do vento como ação dinâmica	104
5.6.1. Séries temporais de vento.....	104
5.6.2. Séries temporais de forças aerodinâmicas	108
5.6.3. Método de cálculo para a resposta dinâmica	110
5.6.4. Cálculo do amortecimento total	112
6. ANÁLISE DE RESULTADOS.....	115
6.1. Introdução.....	115
6.2. Análise da resposta estática segundo os regulamentos	115
6.3. Análise da resposta dinâmica.....	120
6.3.1. Resposta devido à componente flutuante	121

6.3.2. Resposta total e análise comparativa.....	128
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	137
7.1. Conclusão e contribuição.....	137
7.2. Desenvolvimentos futuros	142
BIBLIOGRAFIA	143

ÍNDICE FIGURAS

Figura 1.1 – a) Empire State Building [20] e b) Burj Khalifa [43]2

Figura 2.1 – Direção da força devido ao gradiente de pressão [40]6

Figura 2.2 – Trajetória de uma massa de ar sujeita à força de Coriolis [5].....6

Figura 2.3 – Balanço das forças na camada limite atmosférica [40].7

Figura 2.4 – Espiral da velocidade do vento na camada limite atmosférica [40].8

Figura 2.5 – Definição da altura da CLA em função do tipo de rugosidade (adaptado de [30]).....9

Figura 2.6 – a) Registo da velocidade do vento ao longo do tempo e b) Comportamento aleatório da velocidade do vento em altura [7]. 12

Figura 2.7 - Valores dos coeficientes C e m em função do comprimento de rugosidade z_0 [40]. 18

Figura 2.8 – Esquema do desenvolvimento da camada limite interna devido à mudança de rugosidade do terreno [19] 23

Figura 2.9 – Esquema do aumento da velocidade média do vento sobre uma colina [14] 24

Figura 3.1 – Forças desenvolvidas sobre uma esfera num escoamento tridimensional 28

Figura 3.2 – Esquema de separação do escoamento numa secção quadrada [40] 30

Figura 3.3 – Esquema de separação do escoamento numa secção retangular [40] 30

Figura 3.4 – Padrão turbulento de um escoamento em torno de um corpo com arestas vivas [52] .. 31

Figura 3.5 – Influência do número de Reynolds no padrão do escoamento numa secção circular [24] 32

Figura 3.6 – Influência do número de Reynolds no valor do coeficiente de arrasto em função da relação entre o raio e a largura da seção [19] 34

Figura 3.7 – Escoamento tridimensional com recurso à computação dinâmica de fluidos em torno de um prisma retangular [23] 36

Figura 3.8 – Principais direções da resposta de edifícios altos [16] 37

Figura 3.9 – Esquema de um oscilador de 1 grau de liberdade [40] 38

Figura 3.10 – Aproximação espectral para determinação da resposta dinâmica [19] 40

Figura 3.11 – Velocidade relativa na direção longitudinal [19] 44

Figura 3.12 – Amortecedor de massa ativa [21].....	45
Figura 3.13 – Amortecedor de massas sintonizadas instalado no edifício Taipei-101 [49].....	46
Figura 3.14 – Esquema de um sistema AVS e exemplo de aplicação no edifício Kajima Technical Research Institute [35].....	47
Figura 3.15 – Esquema de um amortecedor de massas híbrido (Forma em V) [21].....	48
Figura 4.1 - Perfil da velocidade de rajada para as zonas A e B em função do tipo de rugosidade..	55
Figura 4.2 – Valor característico da pressão dinâmica wk para a zona A [53].....	56
Figura 4.3 – Esquema da influência da orografia do terreno segundo RSA [53].....	57
Figura 4.4 – Esquema da influência da orografia na variação da velocidade do vento [9]	62
Figura 4.5 - Esquema e ábaco para determinação do coeficiente s para colinas [9].....	65
Figura 4.6 – Esquema e ábaco para determinação do coeficiente s para falésias e escarpas [9]	65
Figura 4.7 – Sentido das pressões a atuar numa parede [9].....	70
Figura 4.8 – Altura de referência e correspondente perfil de pressão dinâmica para as paredes de barlavento e sotavento (adaptado de [9])	74
Figura 4.9 – Formas gerais abrangidas pelo método de cálculo do coeficiente estrutural [9]	76
Figura 4.10 – Função de densidade espectral S_L [9].....	77
Figura 4.11 – Perfis de velocidade média do vento para a zona A.....	84
Figura 4.12 – Perfis de Intensidade de turbulência de acordo com a EN1991:1-4.....	85
Figura 4.13 – Perfis de pressão dinâmica do vento para a zona A.....	85
Figura 4.14 – Esquema de implantação de um edifício alto numa zona urbana (adaptado de [51]) .	86
Figura 4.15 – Diagrama de pressões exteriores para as fachadas de barlavento e sotavento:	87
Figura 5.1 – Planta estrutural do edifício A.....	90
Figura 5.2 – Planta estrutural do edifício B.....	91
Figura 5.3 – Planta estrutural do edifício C.....	91
Figura 5.4 - Perspetiva isométrica e vista de pormenor da estrutura do edifício A	92
Figura 5.5 - Perspetiva isométrica e vista de pormenor da estrutura do edifício B	92
Figura 5.6 – Perspetiva isométrica e vista de pormenor da estrutura do edifício C.....	93
Figura 5.7 – Malhas de elementos finitos: a) Modelo A, b) Modelo B e c) Modelo C	96

Figura 5.8 – Perspetiva dos modelos numéricos dos edifícios A, B e C	97
Figura 5.9 – 1º Modo de vibração do modelo A, B e C.....	99
Figura 5.10 – Exemplo de localização dos pontos para geração das séries temporais de vento	104
Figura 5.11 – Exemplo de ajuste da densidade espectral S_{vn} entre von Karman e o EC 1 para o ponto à cota 70 m.....	106
Figura 5.12 - Série temporal de flutuações da velocidade do vento no ponto à cota 40 m	106
Figura 5.13 - Série temporal de flutuações da velocidade do vento no ponto à cota 55 m	107
Figura 5.14 - Série temporal de flutuações da velocidade do vento no ponto à cota 70 m	107
Figura 5.15 – Função modeladora de início e término das séries temporais de forças	109
Figura 5.16 – Série temporal de forças para o ponto à cota 70 m do edifício com secção geométrica quadrangular em planta.....	109
Figura 6.1 – Força de Corte ao nível de cada piso	116
Figura 6.2 – Momento fletor ao nível de cada piso	116
Figura 6.3 – Esforço transversal a atuar no pilar P14.....	118
Figura 6.4 – Deslocamentos ao nível de cada piso.....	118
Figura 6.5 - Esforço transversal a atuar na base do pilar P14 devido à componente flutuante do vento (Modelo A)	121
Figura 6.6 – Momento fletor a atuar na base do pilar P14 devido à componente flutuante do vento (Modelo A)	122
Figura 6.7 – Deslocamento horizontal no último piso devido à componente flutuante do vento (Modelo A)	122
Figura 6.8 – Aceleração horizontal no último piso (Modelo A).....	123
Figura 6.9 - Esforço transversal a atuar na base do pilar P14 devido à componente flutuante do vento (Modelo B).....	123
Figura 6.10 – Momento fletor a atuar na base do pilar P14 devido à componente flutuante do vento (Modelo B).....	124
Figura 6.11 - Deslocamento horizontal no último piso devido à componente flutuante do vento (Modelo B).....	124

Figura 6.12 - Aceleração horizontal no último piso (Modelo B).....	125
Figura 6.13 - Esforço transverso a atuar na base do pilar P14 devido à componente flutuante do vento (Modelo C).....	125
Figura 6.14 – Momento fletor a atuar na base do pilar P14 devido à componente flutuante do vento (Modelo C).....	126
Figura 6.15 - Deslocamento horizontal no último piso devido à componente flutuante do vento (Modelo C).....	126
Figura 6.16 - Aceleração horizontal no último piso (Modelo C).....	127
Figura 6.17 - Esforço transverso máximo na base do pilar P14 obtido de acordo com o método de análise dinâmica (Modelo A,B e C).....	129
Figura 6.18 - Momento fletor máximo na base do pilar P14 obtido de acordo com o método de análise dinâmica (Modelo A, B e C).....	129
Figura 6.19 - Deslocamento horizontal máximo obtido de acordo com o EC 1 e com o método de análise dinâmica (Modelo A).....	130
Figura 6.20 - Deslocamento horizontal máximo obtido de acordo com o EC 1 e com o método de análise dinâmica (Modelo B).....	130
Figura 6.21 - Deslocamento máximo obtido de acordo com o EC 1 e o método dinâmico (Modelo C).....	131
Figura 6.22 – Deslocamento entre pisos relativamente ao último e penúltimo piso (Modelo A)	132
Figura 6.23 – Deslocamento entre pisos relativamente ao último e penúltimo piso (Modelo B).....	132
Figura 6.24 – Deslocamento entre pisos relativamente ao último e penúltimo piso (Modelo C).....	133

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 – Zonamento do território para efeitos de quantificação da ação do vento [53]	52
Quadro 4.2 – Tipos de rugosidade aerodinâmica do solo [53]	52
Quadro 4.3 – Categorias e parâmetros de terreno [9]	62
Quadro 4.4 - Valor básico da velocidade de referência do vento [9]	66
Quadro 4.5 - Parâmetros de cálculo do coeficiente $B2$ segundo os dois procedimentos	79
Quadro 4.6 - Parâmetros de cálculo do coeficiente $R2$ segundo os dois procedimentos	80
Quadro 4.7 - Parâmetros de cálculo do desvio padrão $\sigma a, \chi(z)$ segundo os dois procedimentos.....	82
Quadro 5.1 - Secções transversais dos pilares e das vigas e espessura das paredes	93
Quadro 5.2 – Propriedades mecânicas e físicas dos materiais	94
Quadro 5.3 – Valores das cargas permanentes e variáveis	94
Quadro 5.4 – Resultados da análise modal para o modelo A	98
Quadro 5.5 – Resultados da análise modal para o modelo B	98
Quadro 5.6 – Resultados da análise modal para o modelo C	98
Quadro 5.7 – Diferença em percentagem das frequências do modelo B e C relativamente ao modelo A.....	100
Quadro 5.8 – Parâmetros e valores dos coeficientes de força	102
Quadro 5.9 – Parâmetros e valores dos coeficientes estruturais	103
5.10 - Coeficientes de amortecimento total para o edifício quadrangular (Modelo A)	113
5.11 – Coeficientes de amortecimento total para o edifício com cantos arredondados (Modelo B). 114	
5.12 - Coeficientes de amortecimento total para o edifício circular (Modelo C)	114
Quadro 6.1 – Valores totais de forças de corte e momentos fletores na base de cada modelo	116
Quadro 6.2 - Valores obtidos de esforço transversal e momento fletor na base do pilar P14 e deslocamentos ao nível de cada piso.....	119
Quadro 6.3 – Valores máximos das acelerações obtidas	127
Quadro 6.4 – Valores da resposta estática obtidos devido à componente média do vento	128
Quadro 6.5 – Valor de ISD máximo entre o último e o penúltimo piso para cada modelo.....	133

Quadro 6.6 – Valores dos deslocamentos no último piso obtidos por aplicação do RSA, do EC 1 e do método de análise dinâmica	134
Quadro 6.7 – Diferenças percentuais entre os deslocamentos obtidos e o limite máximo admissível	136

1. Introdução

1.1. Considerações iniciais

No âmbito da engenharia civil, os edifícios altos têm ganho um destaque especial nas últimas décadas. Este é um facto evidente pelos diferentes exemplos de edifícios altos que se encontram construídos atualmente nos mais diversos países.

Se inicialmente na América, no século XX, a construção de edifícios altos se deveu a determinados fatores, tais como, a necessidade de rentabilização de espaços e como solução para a explosão demográfica, atualmente surge não só devido a estes fatores, mas também como símbolo de poder económico e hegemonia das novas potências mundiais emergentes.

Ano após ano, foram construídos edifícios cada vez mais altos e a sua evolução em altura deveu-se ao desenvolvimento tecnológico de materiais de alta performance, das técnicas de construção modernas e sobretudo do cálculo estrutural na engenharia civil.

Para se ter uma ideia de como esta evolução tem levado ao aparecimento de edifícios cada vez mais esbeltos e de elevado arrojamento arquitetónico, o Empire State Building (Figura 1.1a) com 379 metros de altura foi considerado no século XX por mais de 40 anos como o edifício mais alto do mundo e atualmente o Burj Khalifa (Figura 1.1b), com 828 metros, apresenta mais do dobro da altura.

No entanto, com o aumento da altura, existem fenómenos naturais como o vento e os sismos que, pela sua atuação, induzem ações horizontais que assumem um papel importantíssimo na conceção estrutural de edifícios com grande extensão em altura.



Figura 1.1 – a) Empire State Building [20] e b) Burj Khalifa [43]

No domínio das ações horizontais, o vento assume especial relevância e da sua interação com os edifícios altos surgem forças dinâmicas que podem induzir fenómenos de excitação dinâmica capazes de, em termos de segurança, comprometer a integridade estrutural dos edifícios e, em termos de serviço, provocar desconforto aos seus utilizadores.

Neste sentido, para análise e dimensionamento das estruturas de edifícios altos vários domínios têm sido aprofundados, nomeadamente, no estudo e quantificação da ação do vento e na obtenção dos seus efeitos sobre os mesmos.

Atualmente, em virtude do trabalho desenvolvido por diversos investigadores na compreensão e caracterização do fenómeno vento, a quantificação estática equivalente da ação do vento já é contemplada em muitas normas internacionais. Por outro lado, com os avanços ao nível de processamento computacional, através de métodos numéricos é possível simular o comportamento dinâmico do vento e estimar a resposta dos edifícios altos.

Em caso de maior complexidade, em detrimento de processos analíticos ou numéricos, recorre-se frequentemente a ensaios em túneis de vento com a construção de modelos à escala, obtendo assim de forma mais realista e precisa as respostas dos edifícios altos.

1.2. Objetivos e justificação

Sendo o vento um fenómeno natural capaz de interagir com os edifícios altos, interessa assim para os engenheiros de estruturas o seu estudo e compreensão para determinação dos seus efeitos.

Neste contexto, a presente dissertação tem como objetivo a análise dos efeitos do vento em edifícios altos sobre diferentes configurações geométricas em planta. Para tal, é proposto um caso de estudo que engloba a caracterização e modelação numérica de 3 edifícios altos tipo com secções em planta diferentes, com vista à obtenção e comparação das suas respostas na direção do vento.

É também objetivo fazer uma apresentação dos regulamentos atualmente vigentes em Portugal para quantificação da ação do vento e efetuar uma comparação qualitativa entre eles.

Com base no acima exposto, todo o trabalho desenvolvido permitirá ao autor a aquisição de conhecimentos relacionados com a ação do vento e, por outro lado, a experiência prática na implementação e desenvolvimento em programas de cálculo de modelos numéricos de estruturas de engenharia civil.

1.3. Estrutura do trabalho

A estrutura da presente dissertação encontra-se organizada segundo sete capítulos.

O primeiro capítulo limita-se a uma breve introdução da temática dos edifícios altos. São também expostos os principais objetivos do presente trabalho e a forma como está organizado.

No segundo capítulo são abordados os conceitos fundamentais relacionados com a caracterização do vento na camada limite atmosférica e apresentam-se os parâmetros essenciais para o tratamento matemático do fenómeno vento.

No terceiro capítulo apresentam-se as principais questões ligadas à interação do vento com os edifícios altos. Inicialmente resumem-se algumas particularidades dos escoamentos e define-se a ação aerodinâmica do vento. Posteriormente aborda-se o comportamento dos edifícios altos imersos num escoamento e são expostas algumas técnicas de controlo de vibrações utilizadas neste tipo de estruturas.

O quarto capítulo descreve as abordagens para quantificação estática da ação do vento propostas por dois regulamentos, o RSA por ser o atual regulamento a vigorar em Portugal e a norma europeia EN1991:1-4 que irá em breve substituir o regulamento português, sendo ainda elaborada uma comparação qualitativa entre eles.

No quinto capítulo descrevem-se os três edifícios considerados para o caso de estudo e forma como foram modelados numericamente no software de cálculo automático. Apresenta-se também a aplicação das metodologias regulamentares de quantificação estática do vento para os três edifícios e o modo como é modelada a ação dinâmica do vento para obtenção das respostas dinâmicas.

No sexto capítulo apresentam-se os resultados obtidos, em termos de esforços e deslocamentos, para a resposta estática segundo os regulamentos considerados e apresentam-se também os resultados obtidos para vários parâmetros de controlo da resposta dinâmica ao longo do tempo. No final é feita uma análise comparativa dos resultados obtidos em função das metodologias consideradas e em função da secção em planta.

No capítulo sete são apresentadas as principais conclusões e sugestões de desenvolvimentos futuros.

2. Caracterização do fenómeno vento

2.1. Conceitos fundamentais

O vento é o termo designado para descrever os movimentos do ar relativamente à superfície terrestre e é provocado essencialmente por forças geradas através de diferenças de pressões na atmosfera e através do movimento de rotação da terra.

As diferenças de pressão e temperatura produzidas pelas diferenças das radiações solares entre a linha do equador e os pólos originam zonas ou pontos de alta e baixa pressão atmosférica [19]. Neste domínio, surgem as denominadas linhas isobáricas que unem os pontos de igual pressão atmosférica e delimitam as referidas zonas.

A variação da pressão ao longo de uma determinada distância horizontal entre os pontos de alta e baixa pressão pode ser entendida por gradiente de pressão, deste modo, quanto mais próximas estiverem as linhas isobáricas, maior será a variação da pressão nessa curta distância e também o gradiente de pressão será maior.

No sentido de estabelecer o equilíbrio e eliminar as diferenças de pressão na atmosfera surgem as forças, devidas ao gradiente de pressão, que provocam o movimento de massas de ar das zonas de alta pressão para as zonas de baixa pressão, como ilustrado na Figura 2.1. A velocidade do movimento também é afetada por estas forças, uma vez que, quando o gradiente de pressão aumenta a velocidade do movimento de massas de ar também aumenta [16].

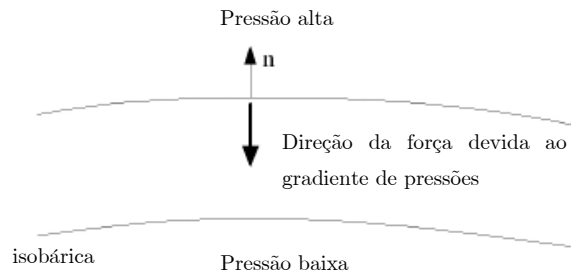


Figura 2.1 – Direção da força devido ao gradiente de pressão [40]

Caso não existisse o movimento de rotação da terra, o movimento do ar das zonas de alta pressão para as zonas de baixa pressão seria direto e linear. No entanto, associado a este movimento de rotação surge uma força aparente denominada força de Coriolis.

A força de Coriolis provoca uma mudança de direção do movimento das partículas e estas apresentam uma trajetória curvilínea. Esta força, que é mais forte junto dos polos, atua no hemisfério norte para a direita do movimento e no hemisfério sul atua para a esquerda, na linha do equador, a força é nula ou praticamente desprezável [19].

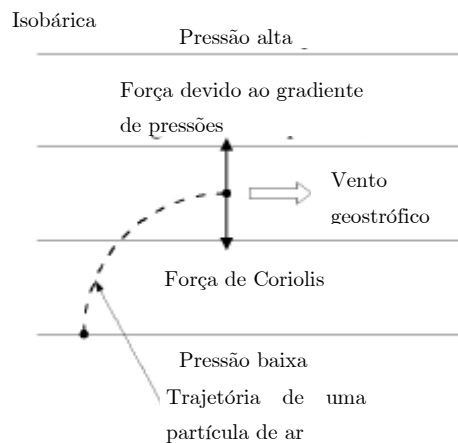


Figura 2.2 – Trajetória de uma massa de ar sujeita à força de Coriolis [5]

Como ilustrado na Figura 2.2, quando a força de Coriolis entra em equilíbrio com a força devido ao gradiente de pressão (sem considerar efeitos de atrito), a massa de ar atinge um regime constante e o movimento das partículas dá-se paralelamente às linhas isobáricas.

Assim, podemos considerar as forças devidas ao gradiente de pressão e à força de Coriolis como as duas forças mais importantes no movimento do ar.

No entanto, devido ao efeito de atrito provocado pela rugosidade da superfície terrestre e ao movimento horizontal do ar são geradas forças de fricção que resultam num atraso do escoamento.

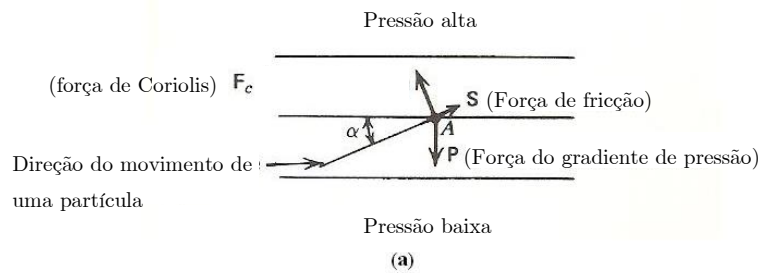


Figura 2.3 – Balanço das forças na camada limite atmosférica [40].

Os efeitos das forças de fricção variam com a altura do escoamento e à medida que esta aumenta os efeitos diminuem até à perturbação provocada pela rugosidade ser desprezada. Por conseguinte, o ângulo de desvio entre a direção do movimento das partículas de ar e as linhas isobáricas tende também a diminuir com a altura. Como representado na Figura 2.3, o balanço destas forças para diferentes alturas conduz à variação da velocidade e da direção do vento, este efeito é conhecido como a Espiral de Ekman e é ilustrado na Figura 2.4.

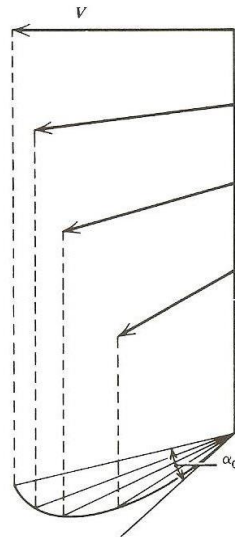


Figura 2.4 – Espiral da velocidade do vento na camada limite atmosférica [40].

Contudo, a variação do ângulo ao longo da altura da maioria das estruturas altas é de tal modo pequeno que este efeito de espiral é desprezado na contabilização dos efeitos do vento sobre as estruturas [19].

À região influenciada pelas forças de fricção dá-se o nome de camada limite atmosférica (CLA). A altura desta camada, que pode ir desde os 100 aos 1000 metros, depende essencialmente da rugosidade local, da variação da temperatura do ar com a altura e ainda da localização geográfica. A Figura 2.5 ilustra a influência da rugosidade local na definição da altura da CLA e reflete também a variação da velocidade \bar{U} .

Uma vez que os efeitos de fricção só se manifestam na CLA, a altura a partir da qual estes deixam de se fazer sentir designa-se de altura gradiente e na camada acima desta o escoamento deixa de ser perturbado e o perfil de velocidades passa a ser uniforme. A esta camada denomina-se “atmosfera livre”.

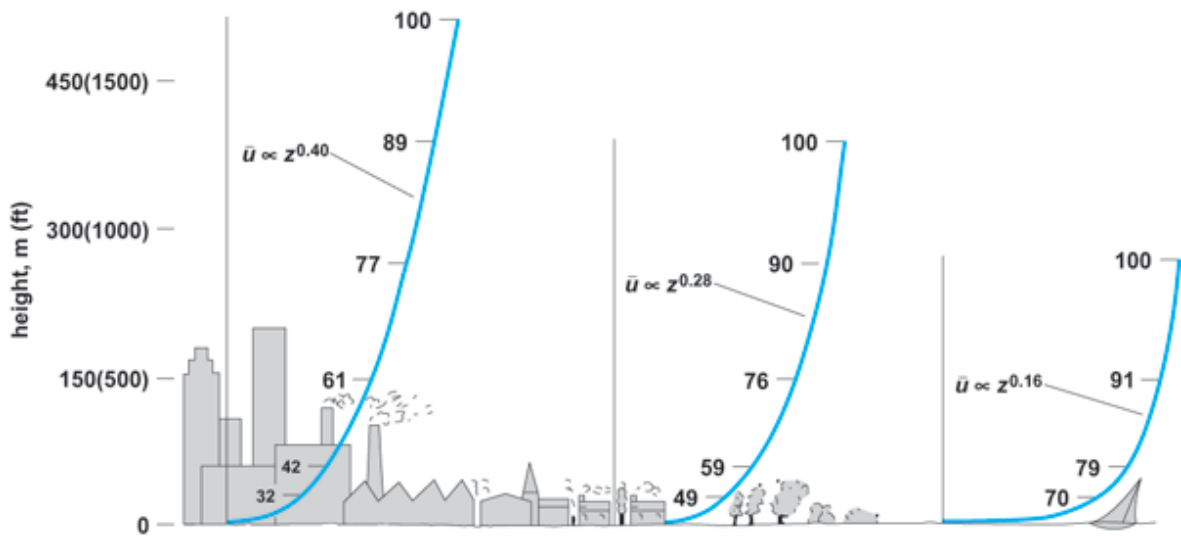


Figura 2.5 – Definição da altura da CLA em função do tipo de rugosidade (adaptado de [30])

Devido à natureza da CLA, que pode ser entendida como um escoamento de ar que se processa de forma perturbada até determinada altura, a velocidade do vento apresenta uma variação irregular e pode ser descrita pela soma de duas componentes, uma de carácter médio \bar{U} , constante ao longo do tempo e crescente em altura e outra flutuante associada à turbulência do escoamento. Devido ao comportamento aleatório, tanto no tempo como no espaço, o fenómeno físico da componente flutuante é idealizado através de processos estocásticos com uma estrutura probabilística caracterizada por um conjunto de parâmetros e funções estatísticas [5].

Por sua vez, definidas em relação à direção do fluxo de vento, a componente flutuante ou turbulenta pode ainda ser associada a uma componente longitudinal $u(t)$, a uma componente transversal $v(t)$ e a uma componente vertical $w(t)$.

2.2. Velocidade média do vento

A variação da velocidade média do vento com a altura pode ser expressa matematicamente por duas leis, a lei da potência e a lei logarítmica.

A primeira representação matemática do perfil de velocidade média do vento foi a lei da potência. Esta lei, proposta em 1916 [40], não tem bases teóricas e está representada na equação 2.1.

$$\bar{U}(z) = \bar{U}_{ref} \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^\alpha \quad (2.1)$$

Nesta equação, os valores do expoente α e da altura de referência z_{ref} podem ser ajustados em função do tipo de rugosidade do terreno. O termo \bar{U}_{ref} representa o valor médio da velocidade do vento medido à altura de referência z_{ref} .

Atualmente a lei logarítmica (equação 2.2) é a mais utilizada para definir o perfil da velocidade média do vento. Para alturas de cerca de 20 a 30% da altura total da CLA, esta lei é a que melhor representa a variação da velocidade média do vento com a altura.

$$\bar{U}(z) = \frac{1}{K} u^* \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad (2.2)$$

Com significado matemático e sem sentido físico, o termo u^* representa a velocidade de fricção obtida pela massa específica do ar, ρ_{ar} , e a tensão τ_0 exercida por este na superfície do terreno, segundo a equação 2.3. A constante K é designada de constante de von Karman e normalmente assume o valor de 0,4.

A lei logarítmica é ainda definida em função de um comprimento de rugosidade z_0 que depende de cada tipo de terreno.

$$u^* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho_{ar}}} \quad (2.3)$$

No contexto dos principais regulamentos mundiais para quantificação da ação do vento sobre as estruturas, as duas leis acima descritas são de um modo geral usadas com uma formulação idêntica, sendo que, são adotados parâmetros específicos inerentes a cada código regulamentar.

2.3. Turbulência do vento

A componente flutuante da velocidade do vento, sendo variável no espaço e ao longo do tempo, é provocada pela turbulência existente no escoamento do ar devido aos obstáculos naturais ou artificiais que nele se encontram. De facto, com a turbulência desenvolvem-se inúmeros turbilhões instáveis por natureza que se sobrepõem e provocam flutuações da velocidade num determinado ponto.

Como referido anteriormente, ao contrário da componente média, a componente flutuante assume um tratamento matemático mais complexo. Na Figura 2.6 podemos ver um registo da variação da velocidade do vento ao longo do tempo.

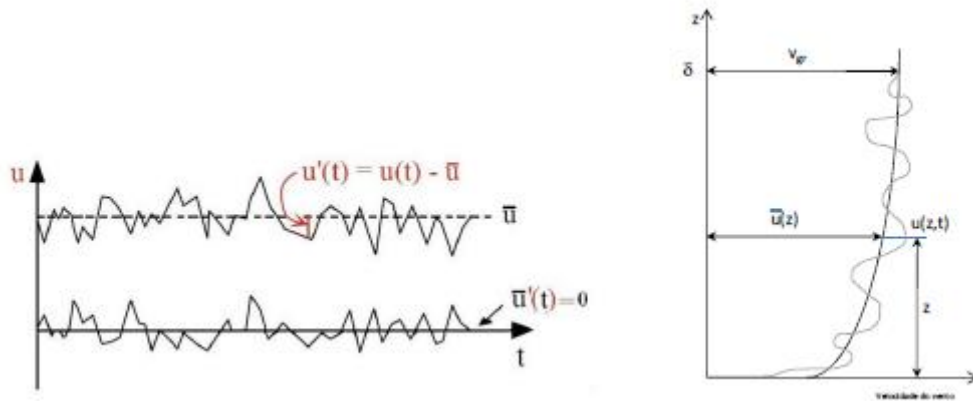


Figura 2.6 – a) Registo da velocidade do vento ao longo do tempo e b) Comportamento aleatório da velocidade do vento em altura [7].

Assim, somando a componente média \bar{U} com a flutuante $u(t)$ na direção longitudinal do vento, observa-se que um registo da variação da velocidade do vento num dado local ao longo do tempo pode ser definido de forma genérica pela equação 2.4.

$$U(t) = \bar{U} + u(t) \quad (2.4)$$

Segundo Holmes (2007), o nível geral de turbulência da velocidade do vento pode ser obtido pelo desvio padrão. Em cada uma das direções da componente flutuante, isto é, à direção longitudinal $u(t)$, à direção transversal $v(t)$ e à direção vertical $w(t)$ está associada um desvio padrão σ_u , σ_v e σ_w , respetivamente.

O desvio padrão das flutuações longitudinais da velocidade pode ser quantificado pela equação 2.5.

$$\sigma_u = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T [U(t) - \bar{U}]^2 dt} \quad (2.5)$$

O termo T representa o tempo de duração da amostra de velocidades do vento.

2.3.1. Intensidade de turbulência

A relação entre o desvio padrão das flutuações da velocidade do vento em cada uma das direções e o valor médio da velocidade do vento denomina-se por intensidade de turbulência e representa uma medida do nível geral de turbulência.

A intensidade de turbulência é obtida pela equação 2.6 para cada uma das direções.

$$I_i = \frac{\sigma_i}{\bar{U}} \quad , i = u, v, w \quad (2.6)$$

Através da velocidade de fricção u^* e para alturas próximas da superfície, é admitido em [19] uma aproximação $\sigma_u \approx 2,5u^*$. Assumindo um perfil logarítmico de velocidades médias, pela equação 2.7 é possível determinar a intensidade de turbulência longitudinal em função da rugosidade de cada tipo de terreno.

$$I_u = \frac{2,5 u^*}{\frac{u^*}{0,4} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (2.7)$$

Relativamente à evolução em altura da intensidade de turbulência longitudinal, facilmente se constata que a intensidade de turbulência diminui à medida que a altura aumenta, ou seja, estando relacionada com a rugosidade do terreno, à medida que o efeito desta diminui com o aumento da altura, a própria intensidade de turbulência também diminui.

Comparativamente à componente longitudinal, as componentes transversais e verticais da turbulência são de um modo geral inferiores em magnitude. Segundo Holmes (2007), por aproximações semelhantes entre o desvio padrão de cada direção e a velocidade de fricção, com $\sigma_v \approx 2,2u^*$ e $\sigma_w \approx 1,4u^*$, para a direção transversal e para a direção vertical podemos

obter a intensidade de turbulência transversal I_v e intensidade de turbulência vertical I_w segundo as equações 2.8 e 2.9, respetivamente.

$$I_v \approx 0,88 \cdot \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (2.8)$$

$$I_w \approx 0,55 \cdot \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (2.9)$$

2.3.2. Função densidade de probabilidade

As variações da velocidade do vento na CLA, causadas pelos turbilhões e pela vorticidade presente no escoamento, são aleatórias no espaço e no tempo. De facto, tendo os turbilhões dimensões diferentes, devem ser usados métodos estatísticos para tratar as flutuações da velocidade.

Para um determinado intervalo de tempo, em termos de proporção, é possível estimar a variação da velocidade do vento na direção longitudinal pela função densidade probabilidade $f_u(u)$. De acordo com Holmes (2007), medições efetuadas mostram que as componentes da velocidade do vento na CLA seguem uma função densidade probabilidade Gaussiana ou Normal, dada pela equação 2.10.

$$f_u(u) = \frac{1}{\sigma_u \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{u - \bar{U}}{\sigma_u} \right)^2} \quad (2.10)$$

Dependente do valor médio da velocidade \bar{U} e do desvio padrão σ_u , esta função tem a forma característica de um sino e permite estimar a probabilidade de ocorrência de qualquer velocidade do vento.

2.3.3. Fator de Rajada

Na determinação da ação do vento com vista ao dimensionamento de estruturas é utilizada, em diversos códigos regulamentares, uma velocidade denominada velocidade de rajada do vento. Tal como a natureza do vento, a velocidade de rajada tem um carácter aleatório e, para um intervalo de tempo de 10 minutos, é considerada a velocidade máxima atingida pelo vento nesse mesmo intervalo.

A velocidade de rajada é obtida pela equação 2.11 assumindo uma distribuição de probabilidades gaussianas para a velocidade longitudinal do vento [19].

$$\hat{U} = \bar{U} + g\sigma_u \quad (2.11)$$

O termo g representa o fator de pico e assume um valor de cerca de 3,5, enquanto \bar{U} e σ_u representam, respetivamente, o valor médio da velocidade e o desvio padrão longitudinal.

Uma vez que as rajadas não ocorrem de forma simultânea para diferentes alturas, através da equação 2.6 é possível expressar a velocidade de rajada em função da intensidade de turbulência. Substituindo o desvio padrão na equação anterior, a velocidade de rajada é dada pela equação 2.12.

$$\hat{U}(z) = \bar{U}(z)(1 + gI_u(z)) \quad (2.12)$$

A partir desta equação obtém-se para vários tipos de terreno um perfil que representa a envolvente da velocidade de rajada em altura.

Conhecidos os valores da velocidade de rajada e da velocidade média do vento, pelo seu rácio obtém-se de acordo com a equação 2.13 um novo fator denominado fator de rajada.

$$G(z) = \frac{\hat{U}(z)}{\overline{U}(z)} \quad (2.13)$$

Um maior ou menor valor do fator de rajada estará sempre associado à sua dependência relativamente à altura e rugosidade de cada tipo de terreno. Constata-se assim que o valor do fator de rajada diminui com a altura e aumenta com a rugosidade.

2.3.4. Escalas de turbulência

Num determinado ponto do fluxo de ar, sendo a turbulência do escoamento entendida como uma sobreposição de vários turbilhões com tamanhos diferentes, movimentados à velocidade média, cada turbilhão será responsável por uma flutuação periódica da velocidade do vento [40].

Através da relação entre a frequência n e a velocidade do vento U nesse instante, pela equação 2.14 define-se como comprimento de onda λ a medida do comprimento de cada turbilhão.

$$\lambda = \frac{U}{n} \quad (2.14)$$

As escalas integrais de turbulência representam a medida do comprimento médio dos turbilhões num escoamento e no total existem nove escalas que correspondem às três dimensões espaciais (x, y e z) dos turbilhões associados às componentes longitudinais, transversais e verticais das flutuações do vento.

Assim, à componente longitudinal correspondem as escalas L_u^x , L_u^y e L_u^z , à componente transversal correspondem as escalas L_v^x , L_v^y e L_v^z e à componente vertical correspondem as escalas L_w^x , L_w^y e L_w^z .

Considerando a hipótese de Taylor, se a velocidade média do vento \bar{U} for suficientemente elevada, então as propriedades estatísticas da turbulência mantêm-se inalteradas enquanto os turbilhões passam num ponto [7]. Desta forma, a medida longitudinal do comprimento médio dos turbilhões associados às flutuações da velocidade longitudinal, a escala integral de turbulência L_u^x , é definida matematicamente pela equação 2.15 [40].

$$L_u^x = \frac{U}{u^2} \int_0^\infty R_u(\tau) d(\tau) \quad (2.15)$$

Onde $R_u(\tau)$ é a função de autocovariância das flutuações longitudinais da velocidade e u^2 é a raiz quadrada média da parcela turbulenta.

Através de medições experimentais, verificou-se que as estimativas das escalas de turbulência variavam largamente de experiência para experiência e dependiam sobretudo da influência da rugosidade local.

Counihan (1975) propôs uma expressão empírica para determinar a escala de turbulência L_u^x para um intervalo de alturas entre os 10 e os 240 metros. Esta é dada pela equação 2.16 em função da altura e dos coeficientes C e m .

$$L_u^x = C z^m \quad (2.16)$$

Os valores dos coeficientes C e m são dados pela Figura 2.7 e dependem do comprimento de rugosidade z_o do local.

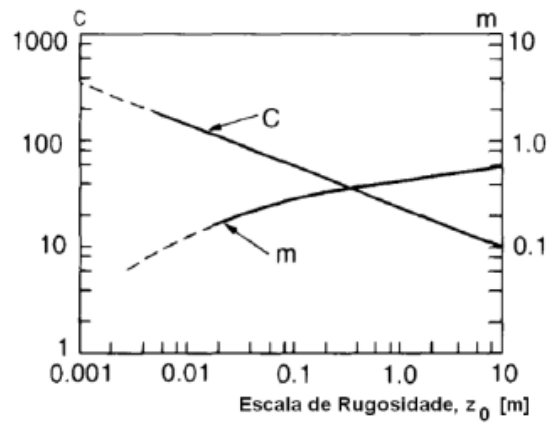


Figura 2.7 - Valores dos coeficientes C e m em função do comprimento de rugosidade z_0 [40].

Ainda de acordo com o mesmo autor, as escalas de turbulência L_u^y e L_u^z , dadas pelas equações 2.17 e 2.18, podem ser estimadas em um terço e um meio da escala de turbulência L_u^x , respectivamente.

$$L_u^y = \frac{1}{3}L_u^x \quad (2.17)$$

$$L_u^z = \frac{1}{2}L_u^x \quad (2.18)$$

2.3.5. Espectros do vento

O espectro de potência do vento é um dos principais parâmetros para caracterização das propriedades dinâmicas do vento. Um espectro de potência representa, no domínio da frequência, uma medida da distribuição da energia cinética contida num escoamento do vento e é expresso por uma função denominada Densidade Espectral de Potência. Esta função é obtida pela equação 2.19 e é representada por $S_x(n)$, a qual pode ser dada pela transformada de Fourier da função de autocorrelação no domínio do tempo [1].

$$S_x(n) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_x(\tau) e^{-i.n.t} d\tau \quad (2.19)$$

Para a componente longitudinal da turbulência a função de densidade espectral de potência corresponde à função $S_u(n)$ e segundo a equação 2.20, integrando para um intervalo de frequências positivas desde zero até ao infinito, a área sob o gráfico de $S_u(n)$ é igual ao valor do desvio padrão ao quadrado da componente longitudinal (caso o processo tenha um valor médio nulo) [19].

$$\sigma_u^2 = \int_0^{+\infty} S_u(n) dn \quad (2.20)$$

De um modo geral, as frequências e as funções de densidade espectral são apresentadas na forma adimensional. Segundo a bibliografia especializada, diversos autores estabeleceram várias propostas para a definição matemática da função de densidade espectral $S_u(n)$, sendo as mais comuns e mais utilizadas pela engenharia do vento a seguir apresentadas.

Uma expressão pioneira e bastante usada para definir o espectro do vento na direção longitudinal é a equação de von Karman-Harris, foi desenvolvida para a turbulência em túneis de vento por Theodore von Karman (1964) e mais tarde adaptada na mesma forma para a engenharia do vento por Harris (1968).

A equação de von Karman-Harris apresenta-se na forma adimensional de acordo com a equação 2.21.

$$\frac{n S_u(n)}{\sigma_u^2} = \frac{4 f_L}{(1 + 70,8 f_L^2)^{5/6}} \quad (2.21)$$

A frequência adimensional f_L é dada pela equação 2.22.

$$f_L = \frac{n L_u(z)}{\bar{U}(z)} \quad (2.22)$$

Von Karman faz depender a sua formulação através da dimensão dos turbilhões, sendo que, $L_u(z)$ é a escala de turbulência que representa o comprimento médio dos turbilhões associados às flutuações longitudinais do vento a determinada altura z . A frequência n é expressa em Hertz e $\bar{U}(z)$ é o valor da velocidade média do vento à altura z .

Outro dos primeiros autores a estabelecer matematicamente uma expressão para definir o espectro de potência do vento foi Alan Davenport (1967). Após vários ensaios experimentais, Davenport exprimiu de forma adimensional a função de densidade espectral de acordo com a equação 2.23.

$$\frac{n S_u(n)}{u_*^2} = \frac{4x^2}{(1 + x^2)^{4/3}} \quad (2.23)$$

O termo x representa a frequência adimensional e é obtida pela equação 2.24.

$$x = \frac{1200 n}{\bar{U}_{10}} \quad (2.24)$$

A frequência n também é expressa em Hertz e o termo \bar{U}_{10} representa o valor da velocidade média do vento medido a uma altura de 10 metros. Desta forma, contrariamente às propostas definidas por outros autores, a função definida por Davenport tem a particularidade de não depender da altura.

Com base em medições de turbulência atmosférica a baixa altura e sobre um terreno pouco rugoso, Kaimal (1972) desenvolveu uma proposta, que inclui o efeito da taxa de dissipação da energia da turbulência [34]. A função é dada na forma adimensional pela equação 2.25.

$$\frac{n S_u(n)}{u_*^2 \phi^{2/3}} = \frac{105 f_z}{(1 + 33 f_z)^{5/3}} \quad (2.25)$$

A frequência adimensional f_z , dada pela equação 2.26, é conhecida por coordenada de Monin.

$$f_z = \frac{n z}{\bar{U}(z)} \quad (2.26)$$

Apesar de não serem aqui tratadas, importa referir que as componentes laterais e verticais da turbulência do vento também têm expressões para definir a densidade espectral, mas com importância e características diferentes. Em [19] é referida uma proposta de Bush e Panofsky para a densidade espectral vertical e em [6] são apresentadas as expressões propostas por Kaimal e von Karman.

2.3.6. Outros parâmetros

Além dos parâmetros anteriormente definidos para a caracterização e tratamento matemático da turbulência do vento, existem outros que não sendo menos importantes, têm um desenvolvimento matemático exaustivo. Não sendo o objetivo do presente trabalho interessa assim mencionar apenas alguns deles.

No domínio do vento, a covariância e a correlação são dois parâmetros que relacionam as flutuações da velocidade entre dois pontos no espaço ou duas pressões do vento entre dois pontos num edifício. A covariância é o produto das flutuações do vento em duas alturas distintas em função do tempo e a correlação indica a relação estatística entre elas.

Considerando ainda a relação das flutuações da velocidade entre dois pontos distintos, tendo as mesmas também frequências diferentes, é importante que a descrição espectral também inclua informação acerca dessa relação. Para tal, a correlação dependente da frequência pode ser descrita por funções conhecidas como densidade espectral cruzada e coerência.

A função densidade espectral cruzada das flutuações da velocidade do vento entre dois pontos é uma medida do respetivo grau de correlação e a coerência traduz a dependência estatística das componentes turbulentas entre os mesmos para uma dada frequência, associada à dimensão espacial dos turbilhões.

Mais detalhes sobre os parâmetros acima mencionados podem ser consultados na bibliografia existente [19][40][6].

2.4. Influência dos terrenos

Num terreno completamente homogêneo, o escoamento do ar é estável e origina uma camada limite atmosférica plenamente definida.

Como vimos, a definição da altura da CLA varia de local para local em função da rugosidade do terreno e quando um escoamento de ar numa CLA encontra uma mudança repentina da rugosidade, dá-se um ajuste das propriedades do mesmo nessa camada. Por exemplo, quando o vento flui rapidamente de uma zona plana e livre de obstáculos para uma zona com cobertura regular de vegetação ou edifícios (floresta ou cidade), o início do ajustamento dá-se junto ao solo e gradualmente move-se para cima originando uma resposta da CLA [19]. Esta é ilustrada na Figura 2.8 e dá-se através do desenvolvimento de uma camada limite interna e alterações nos perfis de velocidade média e turbulência do vento.

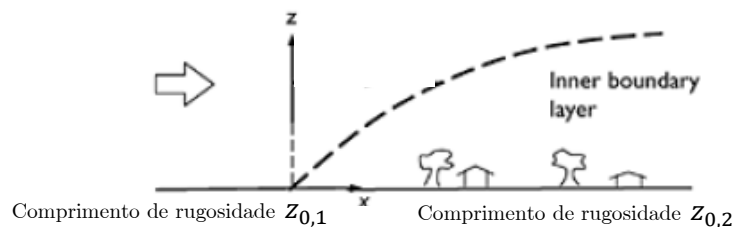


Figura 2.8 – Esquema do desenvolvimento da camada limite interna devido à mudança de rugosidade do terreno [19]

As alterações da velocidade média e da turbulência do vento dão-se numa zona de transição entre as diferentes rugosidades. Assim, a velocidade média diminui e a turbulência aumenta inicialmente para a seguir diminuir até atingir um novo estado de equilíbrio. Por outro lado, a alteração súbita da turbulência pode ter efeitos significativos na resposta dinâmica dos edifícios altos inseridos na zona de transição.

A influência da topografia reflete-se principalmente na velocidade média vento. Desta forma, a presença de obstáculos naturais tais como colinas, escarpas ou penhascos podem provocar um aumento da velocidade que deve ser tida em conta no dimensionamento dos edifícios altos.

A Figura 2.9 ilustra o aumento da velocidade média do vento devido a uma alteração topográfica. Devido a estas alterações, as velocidades são maiores nas zonas mais próximas da superfície e diminuem com a altura acima do solo.

Para ter em conta estes efeitos orográficos, os códigos e normas de quantificação da ação do vento usam coeficientes topográficos no cálculo do perfil de velocidade do vento.

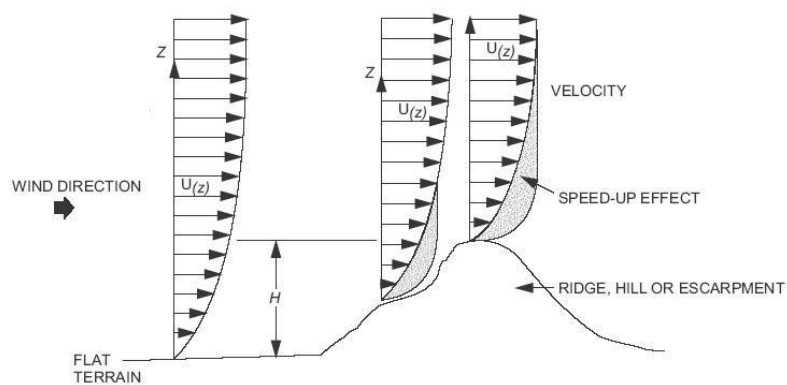


Figura 2.9 – Esquema do aumento da velocidade média do vento sobre uma colina [14]

3. Influência do vento em edifícios altos

3.1. Ação do vento

Um escoamento de um fluido quando encontra um obstáculo tende naturalmente a contorná-lo.

De forma semelhante se processa o escoamento do vento em redor de edifícios e da sua interação surgem pressões nas superfícies que dependem da forma do edifício e sobretudo da velocidade do vento.

Assim, procura-se caracterizar os parâmetros e fenómenos associados ao escoamento do vento em torno dos edifícios altos.

3.1.1. Regime do escoamento

Na Mecânica dos Fluidos, um regime de escoamento diz respeito ao modo como os fluidos se comportam em relação a diversas variáveis. Assim, o comportamento do escoamento pode ser definido em relação à direção e variação da trajetória das partículas, em relação à variação do fluxo no tempo e em relação aos movimentos de rotação quando as partículas estão sujeitas a uma velocidade angular [37].

O vento é caracterizado como um escoamento de um fluido no estado gasoso, isto é, massas de ar que se deslocam ao longo da camada limite atmosférica, das quais interessa identificar o tipo de regime.

Como já foi referido, o vento tem um carácter instável provocado pelos obstáculos imersos na CLA, estes alteraram a direção das partículas e criam instabilidades que podem alterar o regime do seu movimento de tal modo que as partículas passam a descrever trajetórias

aleatórias e difusas. Deste modo, o vento comporta-se num regime turbulento e o tipo de escoamento associado denomina-se de escoamento turbulento.

Num escoamento turbulento as partículas apresentam trajetórias curvilíneas e irregulares que se cruzam formando uma série de pequenos turbilhões ou vórtices.

Quando os obstáculos deixam de interferir no fluxo do vento, o escoamento passa a comportar-se num regime laminar com partículas que percorrem trajetórias paralelas e bem definidas. Este escoamento denomina-se escoamento laminar.

Um parâmetro que permite avaliar se o escoamento é laminar ou turbulento é o número de Reynolds. Este valor é adimensional e, segundo a equação 3.1, é dado pelo rácio entre as forças de inércia do fluido e as forças viscosas desenvolvidas num escoamento em torno de um obstáculo.

$$Re = \frac{\rho \cdot v \cdot D}{\mu} \quad (3.1)$$

Nesta equação, ρ e μ representam a densidade e a viscosidade dinâmica do fluido, respetivamente, v é a velocidade média num ponto do escoamento e D é a dimensão transversal do obstáculo. Para um número baixo de Reynolds, como será descrito na secção 3.1.3, o escoamento terá um comportamento em regime laminar. À medida que o rácio aumenta, significa que o escoamento terá menor estabilidade e a partir de determinados valores passará a comportar-se em regime turbulento formando uma zona a jusante dos obstáculos, denominada de esteira, em que há geração de vórtices [26].

3.1.2. Coeficientes de pressão e de força

Quando um escoamento de um fluido é obstruído por um corpo ou obstáculo nele imerso, ocorre uma transformação da energia cinética do escoamento em energia de pressão e desenvolvem-se pressões ao longo das superfícies do obstáculo. De facto, a partir da equação de Bernoulli que traduz um escoamento em pressão, para dois pontos à mesma altura, um ponto p_0 localizado a uma distância tal do obstáculo que não sofra interferência deste e outro ponto p localizado na própria superfície do corpo, é possível obter pela equação 3.2 a diferença de pressão entre eles.

$$p - p_0 = \frac{v^2 \gamma}{2 g} \quad (3.2)$$

Se v for a velocidade do fluido num escoamento não perturbado, então, a equação anterior é igual à equação 3.3 e representa a pressão dinâmica de um fluido.

$$p - p_0 = \frac{1}{2} \rho v^2 \quad (3.3)$$

Sendo o vento um escoamento de um fluido no estado gasoso com massa volúmica ρ , facilmente se compreende que a equação anterior representa a pressão dinâmica do vento utilizada em muitos códigos internacionais para quantificação da sua ação.

Através da relação entre a diferença de pressão nos dois pontos e a pressão dinâmica, obtém-se pela equação 3.4 um coeficiente adimensional designado coeficiente de pressão.

$$C_p = \frac{p - p_0}{\frac{1}{2} \rho v^2} \quad (3.4)$$

Os coeficientes de pressão permitem determinar o valor das pressões que atuam perpendicularmente às superfícies das estruturas e permitem determinar a ação do vento sob a forma de pressões. Os coeficientes podem assumir valores positivos e negativos, conforme as pressões sejam de sobrepressão ou sucção, respectivamente.

A integração das pressões ao longo da área da superfície do corpo ou obstáculo dá origem a um conjunto de forças que se desenvolvem segundo as três direções ortogonais do escoamento. Como representado na Figura 3.1, as forças que têm a direção longitudinal do escoamento são designadas de forças de arrasto, F_D , as que têm direção perpendicular são designadas de forças transversais, F_T , e forças na direção vertical designam-se por forças de sustentação F_L [25].

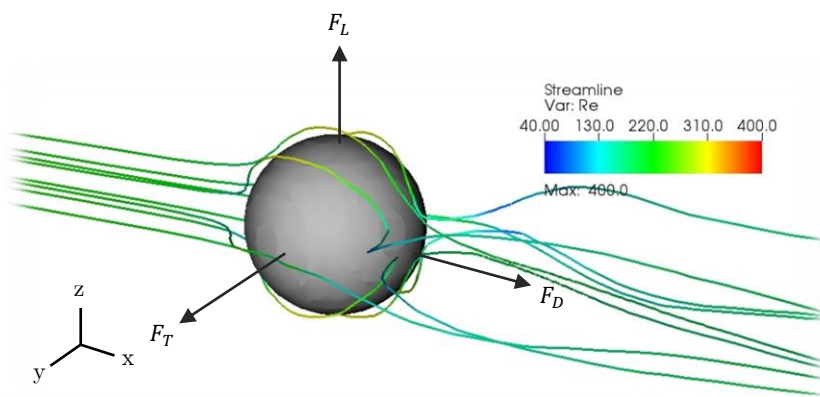


Figura 3.1 – Forças desenvolvidas sobre uma esfera num escoamento tridimensional (adaptado de [50])

No domínio da aeronáutica, assumindo um plano bidimensional do escoamento para a sua incidência, designam-se por “drag” e “lift”, respectivamente, as forças aerodinâmicas que ocorrem segundo a direção longitudinal e vertical do escoamento.

Seguindo a mesma terminologia, na engenharia do vento também se designam as forças geradas na direção longitudinal por “drag” e, ao contrário da aeronáutica, designam-se por “lift” as forças geradas na direção transversal do vento [19].

Assim, seguindo as referidas terminologias, pelas equações 3.5 e 3.6 definem-se o coeficiente de arrasto C_D e o coeficiente de sustentação C_L .

$$C_D = \frac{F_D}{\frac{1}{2} \rho v^2 A} \quad (3.5)$$

$$C_L = \frac{F_L}{\frac{1}{2} \rho v^2 A} \quad (3.6)$$

Os coeficientes de força não têm dimensão e permitem, para uma área A , determinar diretamente a força resultante das pressões que atuam na superfície das estruturas.

3.1.3. Edifícios altos imersos num escoamento

Tal como qualquer obstáculo imerso num escoamento, os edifícios altos podem ser entendidos como corpos que obstroem o escoamento do ar na camada limite atmosférica. Por conseguinte, interessa aqui fazer uma análise dos principais aspetos relacionados com o comportamento de um escoamento em torno destes.

Pela ação da viscosidade de um fluido e a rugosidade superficial de um obstáculo, observa-se que ocorre sobre a superfície a formação de uma fina camada designada de camada limite livre [27]. Associado a esta camada, nos casos em que o movimento das partículas do fluido é retardado, surge um fenómeno de separação provocado pelo facto da camada limite livre ter uma tendência em destacar-se da superfície devido à propensão das partículas em dirigirem-se para o exterior. Na zona a jusante dos obstáculos, isto é, na esteira, o escoamento pode mesmo dar-se em sentido contrário e geram-se efeitos de vorticidade que para certos casos arrastam-se no escoamento.

De um modo geral, os edifícios altos apresentam geometrias com arestas vivas e, devido à sua presença num determinado escoamento, verifica-se que ocorre o fenómeno de separação anteriormente descrito. A percepção deste é fundamental para compreender a interação entre o escoamento do vento e os edifícios altos.

Considerando um edifício com secção em planta quadrangular, como ilustrado na Figura 3.2, a separação do escoamento dá-se nos vértices ou, numa perpeística tridimensional, nas arestas frontais [40].

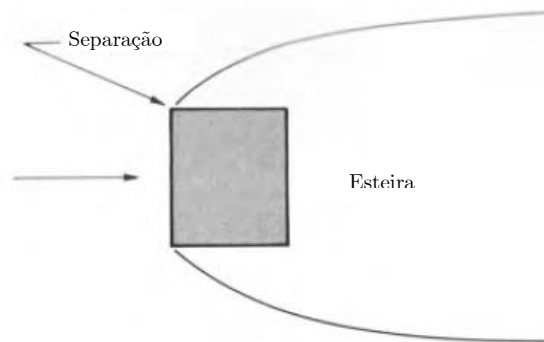


Figura 3.2 – Esquema de separação do escoamento numa secção quadrada [40]

Caso o edifício tenha uma secção em planta retangular e bastante alongada na direção do escoamento, como representado na Figura 3.3, além de se dar inicialmente o fenómeno de separação nas arestas frontais, dá-se posteriormente uma nova aderência do escoamento à superfície do corpo. Como a camada limite não estabiliza imediatamente, podem-se formar vórtices junto da superfície do corpo e conseqüentemente podem arrastar-se ao longo desta.

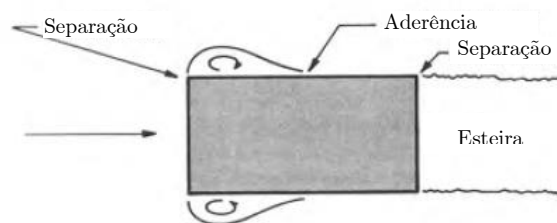


Figura 3.3 – Esquema de separação do escoamento numa secção retangular [40]

Sendo o número de Reynolds um parâmetro que permite avaliar o regime do escoamento e, mantendo este um valor suficientemente elevado, verifica-se pela Figura 3.4 que para um edifício ou corpo com arestas vivas, o aumento progressivo deste parâmetro não altera as características turbulentas do escoamento.

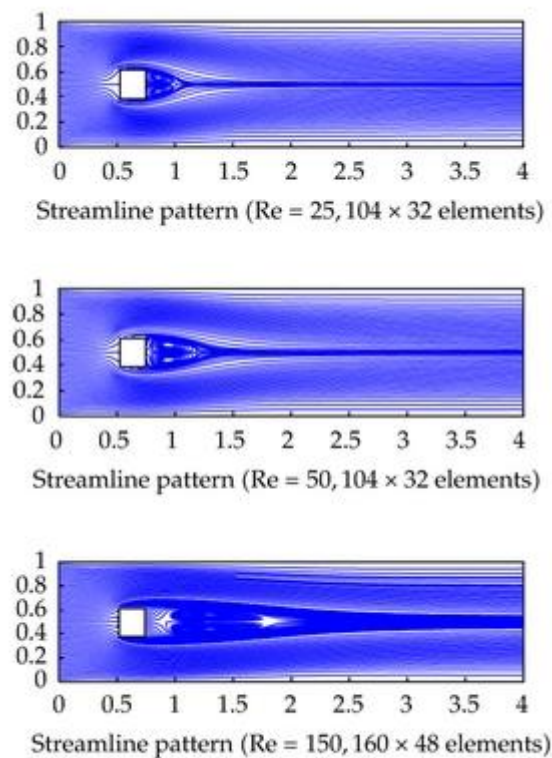


Figura 3.4 – Padrão turbulento de um escoamento em torno de um corpo com arestas vivas [52]

Nos casos em que os edifícios altos tenham superfícies curvas, como são exemplo os edifícios de secção geométrica circular em planta, o fenómeno de separação depende fortemente das forças viscosas. Assim, interessa perceber o que se passa junto da superfície quando se dá um aumento da velocidade do escoamento, ou seja, quando o número de Reynolds aumenta.

Pela Figura 3.5 é possível destacar cinco intervalos para o número de Reynolds que influenciam fortemente o padrão do escoamento.

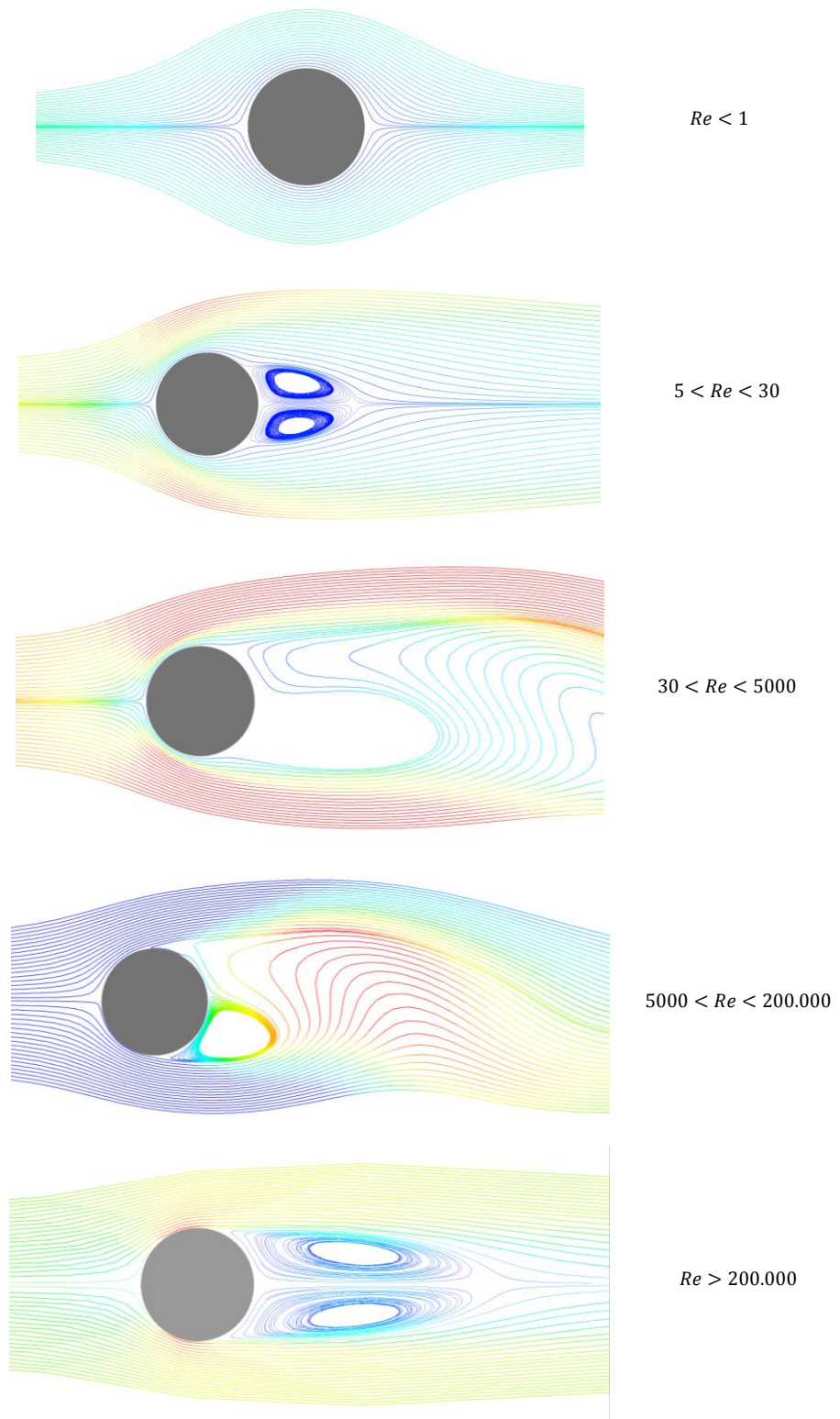


Figura 3.5 – Influência do número de Reynolds no padrão do escoamento numa seção circular [24]

Analisando a Figura 3.5, para valores de Re inferiores a 1 o escoamento processa-se num regime laminar ou estável e as partículas do fluido mantêm-se coladas à superfície, contornando perfeitamente o corpo e reagrupando-se a jusante. Para números de Re que se situam aproximadamente num intervalo entre 5 e 30, apesar do escoamento permanecer simétrico, dá-se a separação deste e ocorre a formação de largos turbilhões a jusante da superfície.

Quando o número de Re se situa num intervalo entre 30 e 5.000, observa-se um desprendimento alternado de vórtices formando um longo rasto de vorticidade que se estende a jusante do corpo. Este fenómeno é designado de “Estrada de von Karman” ou, utilizando uma linguagem anglo-saxónica, “von Karman vortex trail”.

À medida que a velocidade do escoamento aumenta para um intervalo de números de Re situados entre 5.000 e 200.000, o escoamento na zona de separação transita para um regime turbulento. Para números de Re próximos do limite superior deste intervalo, regista-se uma transição imediata e depois da separação é produzida uma esteira turbulenta entre as camadas limites separadas.

Para números de Re superiores a 200.000, o escoamento é totalmente turbulento e as características mantêm-se iguais às anteriores, sendo que, verifica-se um estreitamento do rasto turbulento.

Do ponto de vista da Engenharia do vento, tem interesse o estudo das estruturas imersas em escoamentos com Re superiores a 200 [40].

Contudo, existem casos em que os edifícios possuem uma secção em planta quadrangular com os cantos ligeiramente arredondados. Segundo Holmes (2007), esta configuração geométrica produz efeitos significativos na resposta longitudinal e transversal dos edifícios sujeitos à ação do vento. Arredondamentos na ordem dos 10% da largura do edifício podem reduzir até 40% a resposta longitudinal e até 30% a resposta transversal deste.

Como vimos anteriormente, sendo o número de Reynolds obtido pela relação entre as forças de inercia e as forças viscosas do fluido, facilmente se depreende que o coeficiente de arrasto C_D possui uma elevada dependência de Re . Na Figura 3.6 representa-se a variação do coeficiente de arrasto em função do número de Reynolds para diferentes secções geométricas em planta.

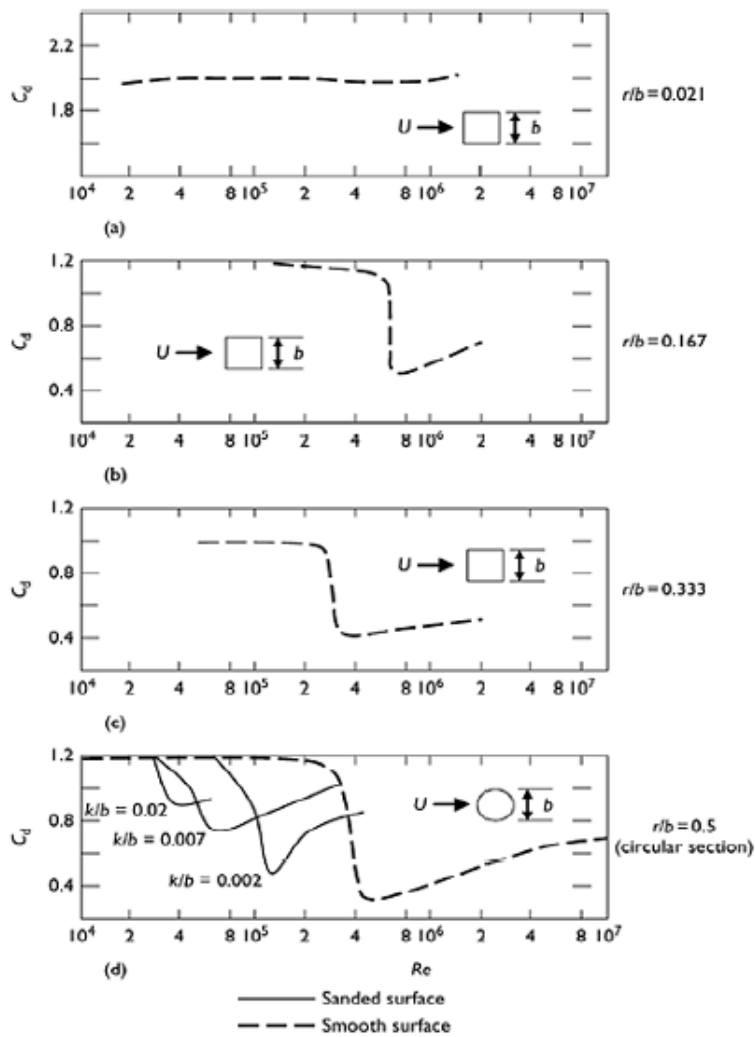


Figura 3.6 – Influência do número de Reynolds no valor do coeficiente de arrasto em função da relação entre o raio e a largura da seção [19]

Uma análise mais detalhada á Figura 3.6 permite concluir que quanto mais próximo de zero for o rácio entre o raio de curvatura nos cantos e a largura do obstáculo (neste caso a largura dos edifícios) menor será a influência do número de Reynolds sobre o coeficiente de arrasto. Isto vai de encontro ao descrito anteriormente, uma vez que, para corpos com arestas vivas o aumento do número de Reynolds não altera o padrão do escoamento.

Por outro lado, como se pode constatar, na presença de corpos com superfícies curvas existe um pequeno intervalo de valores de Reynolds para o qual o coeficiente de arrasto decresce subitamente. Este é designado de intervalo crítico. Aqui ocorre a passagem de um escoamento em regime laminar ou com pouca turbulência para um escoamento em que o regime é todo ele turbulento.

Assim, quando o número de Reynolds é inferior ao intervalo crítico, diz-se que o escoamento processa-se em regime subcrítico e quando o número de Reynolds é superior ao intervalo, diz-se que o escoamento processa-se em regime supercrítico [40].

Como se viu, os conceitos anteriormente apresentados referem-se a uma interação entre um escoamento de um fluido e um obstáculo nele imerso num plano bidimensional. Porém, os edifícios altos não se situam num escoamento bidimensional, situam-se sim num escoamento tridimensional. Nesta situação, a própria geometria dos edifícios ou a rugosidade do terreno a barlavento introduzem efeitos tridimensionais no escoamento, apresentando assim um carácter bastante complexo.

Devido ao grau de complexidade de um escoamento tridimensional, na maior parte das vezes recorre-se a ensaios em túnel de vento com modelos à escala reduzida para analisar a resposta das estruturas. Atualmente, devido ao avanço em termos ferramentas numéricas e processamento computacional, é possível através da computação dinâmica de fluidos simular um campo de escoamento tridimensional em torno de um edifício e prever com alguma fiabilidade as pressões médias [5].

Na Figura 3.6 ilustra-se a simulação de um escoamento tridimensional com recurso à computação dinâmica de fluidos.

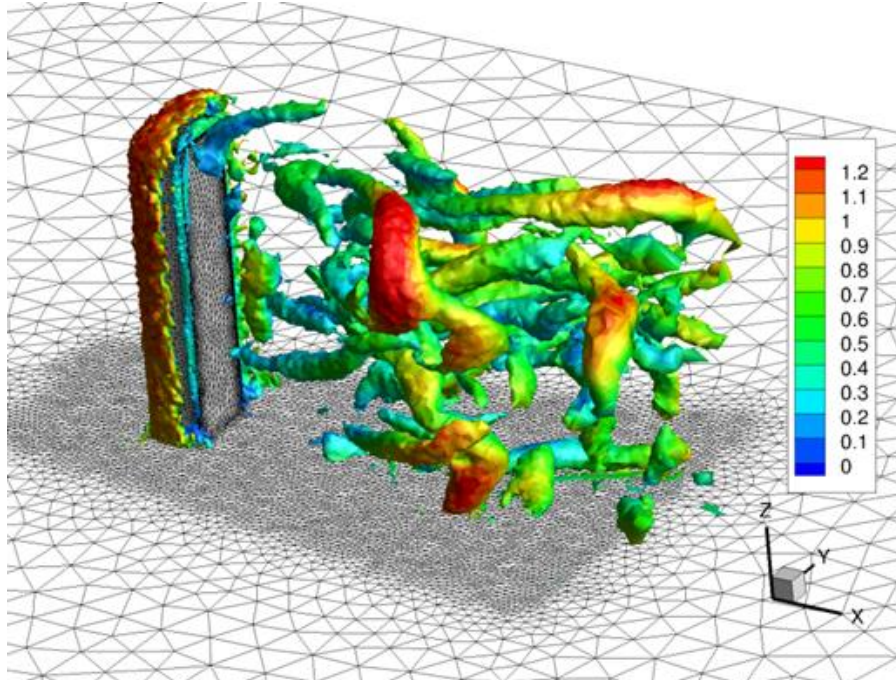


Figura 3.7 – Escoamento tridimensional com recurso à computação dinâmica de fluidos em torno de um prisma retangular [23]

Na figura anterior é possível constatar o efeito de vorticidade que se gera na esteira dos obstáculos quando imersos num escoamento turbulento de um fluido.

3.2. Resposta à ação do vento de edifícios altos

Como descrito anteriormente, da interação entre os edifícios e o vento surgem pressões ou forças que por sua vez estão associadas à natureza do vento. Estas forças ou pressões podem excitar de forma dinâmica o edifício e podem ser condicionantes no que respeita à verificação dos critérios de segurança em estado limite último e em estados limites de serviço.

A resposta dinâmica dos edifícios pode dar-se tanto na direção longitudinal como na direção transversal e, caso os edifícios sejam sujeitos a um carregamento excêntrico, pode

dar-se uma resposta capaz de gerar um momento que solicite a estrutura a efeitos de torção. Na direção vertical, em termos de segurança estrutural, a resposta não tem grande relevância em edifícios altos.

Na Figura 3.8 apresenta-se um esquema onde se pretende ilustrar as duas direções da resposta dos edifícios altos.

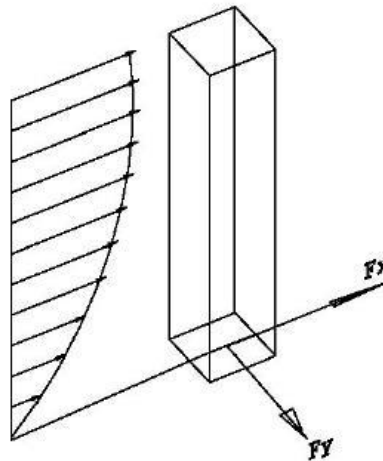


Figura 3.8 – Principais direções da resposta de edifícios altos [16]

Assim, na presente secção abordam-se conceitos importantes relacionados com a resposta dinâmica de edifícios altos segunda a direção longitudinal e tecem-se apenas algumas considerações acerca da resposta transversal. A resposta por torção não é aqui abordada e remete-se a consideração desta para a consulta de bibliografia especializada [40].

3.2.1. Resposta longitudinal dos edifícios

Como foi referido no capítulo 2, a velocidade do vento na direção do escoamento pode ser expressa matematicamente pela soma de duas parcelas, uma componente média \bar{U} associada à velocidade média e outra componente $u(t)$ que traduz as flutuações da velocidade devido à turbulência existente.

Com base neste princípio, a resposta dinâmica dos edifícios altos à ação do vento na direção longitudinal pode ser avaliada sobretudo em função do efeito da turbulência presente no escoamento.

Considerando-se um oscilador com um grau de liberdade sujeita a um carregamento dinâmico, como ilustrado na Figura 3.9, a equação de equilíbrio dinâmico do sistema é dada pela equação 3.7.

$$m \cdot \ddot{x} + c \cdot \dot{x} + k \cdot x = F(t) \quad (3.7)$$

Os termos m , c e k representam a massa, a constante de amortecimento e a rigidez associada ao sistema estrutural, respetivamente.

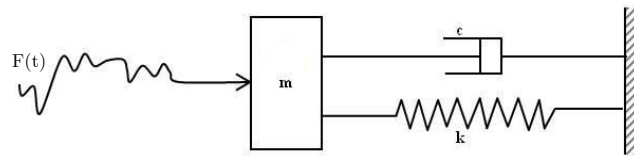


Figura 3.9 – Esquema de um oscilador de 1 grau de liberdade [40]

Em condições de quase-estacionaridade [5], a força de arrasto $F(t)$ que permite determinar a resposta dinâmica longitudinal da estrutura é expressa pela equação 3.8.

$$F(t) = \frac{1}{2} \rho_{ar} \cdot C_D \cdot A \cdot [U(t)]^2 \quad (3.8)$$

Sendo $U(t)$ a velocidade instantânea, esta pode ser decomposta segundo a equação 3.9 em função da componente média \bar{U} , da componente flutuante $u(t)$ e ainda em função de uma componente $\dot{x}(t)$ associada à velocidade com que a estrutura se move.

$$[U(t)]^2 = [\bar{U} + u(t) - \dot{x}(t)]^2 = \bar{U}^2 + 2\bar{U} \cdot u(t) - 2\bar{U} \cdot \dot{x}(t) - 2u(t) \cdot \dot{x}(t) + u(t)^2 + \dot{x}(t)^2 \quad (3.9)$$

Segundo Simiu e Scalan (1996), como a componente média do vento é normalmente muito superior aos valores em módulo das componentes $u(t)$ e $\dot{x}(t)$, não excedendo estas mais do que 20%, então a dedução anterior pode ser simplificada pela equação 3.10.

$$[U(t)]^2 \approx \bar{U}^2 + 2\bar{U} \cdot u(t) - 2\bar{U} \cdot \dot{x}(t) \quad (3.10)$$

Em ordem a estas três componentes, a força de arrasto representada na equação 3.8 pode assim ser substituída pela equação 3.11.

$$F(t) = \frac{1}{2} \rho_{ar} \cdot C_D \cdot A \cdot \bar{U}^2 + \rho_{ar} \cdot C_D \cdot A \cdot \bar{U} \cdot u(t) - \rho_{ar} \cdot C_D \cdot A \cdot \bar{U} \cdot \dot{x}(t) \quad (3.11)$$

A dedução da força de arrasto $F(t)$ engloba assim três componentes que representam a força de arrasto associada à velocidade média do vento, a força de arrasto associada à flutuação do vento e uma força de amortecimento aerodinâmico associada às oscilações da própria estrutura. O conceito de amortecimento aerodinâmico relacionado com esta força é abordado na secção 3.2.3.2.

Pela igualdade da equação de equilíbrio dinâmico, representada agora na equação 3.12, a força de amortecimento aerodinâmico passa para o primeiro membro e junta-se ao amortecimento estrutural do sistema.

$$m \cdot \ddot{x} + c \cdot \dot{x} + k \cdot x = \frac{1}{2} \rho_{ar} \cdot C_D \cdot A \cdot \bar{U}^2 + \rho_{ar} \cdot C_D \cdot A \cdot \bar{U} \cdot u(t) - \rho_{ar} \cdot C_D \cdot A \cdot \bar{U} \cdot \dot{x}(t) \quad (3.12)$$

Assim, a força de arrasto $F(t)$ que permite determinar a resposta dinâmica longitudinal é expressa de forma simplificada pela soma da parcela da velocidade média com a parcela flutuante da velocidade do vento.

Em edifícios altos, além da turbulência, as frequências fundamentais de vibração destes podem influenciar de forma significativa o seu comportamento. De facto, para edifícios com frequências naturais inferiores a 1Hz e especialmente aqueles que têm pouco amortecimento, a resposta dinâmica na direção do vento revela-se de extrema importância [47].

A análise dinâmica da resposta longitudinal de um edifício pode ser realizada no domínio da frequência ou no domínio do tempo.

Uma análise no domínio da frequência permite relacionar as forças desenvolvidas pelo vento com a respetiva resposta da estrutura. Para tal, Davenport (1961) propôs uma aproximação em que os espectros de potência são o principal parâmetro, tal como representado na Figura 3.10 [19].

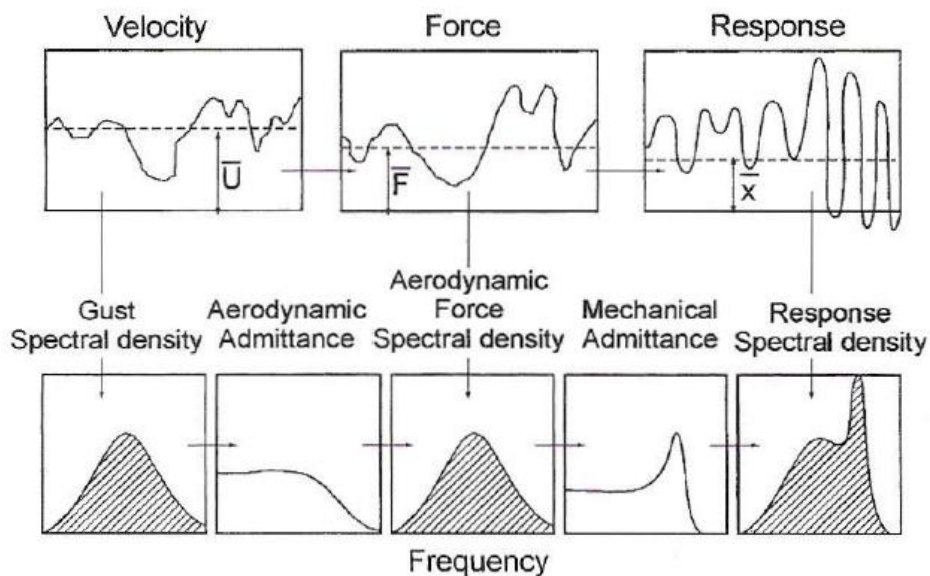


Figura 3.10 – Aproximação espectral para determinação da resposta dinâmica [19]

Através de uma função de admitância aerodinâmica $\chi^2(n)$, que tem em conta o facto das flutuações da velocidade não ocorrem de forma simultânea ao longo da área da estrutura, obtém-se o espectro das forças longitudinais a partir do espectro de potência do vento. Por sua vez, através da função de admitância mecânica $|H(n)|^2$, que tem em conta as diferentes características mecânicas da estrutura, passa-se do espectro das forças do vento para o espectro de resposta.

Em alternativa a esta análise, é possível realizar uma análise no domínio do tempo.

Recorrendo a um método denominado por Weighted Amplitude Wave Superposition (WAWS), associado na bibliografia a Shinozuka, são gerados processos estocásticos gaussianos através da sobreposição de harmónicas [5]. Estes processos são a génese da análise no domínio do tempo e apresentam um vasto campo de aplicação no domínio da análise dinâmica de estruturas.

Assim, os efeitos dinâmicos da ação do vento podem ser analisados recorrendo a registos artificiais da velocidade do vento, sendo estes vulgarmente designados de séries sintéticas de vento.

Para refletir a variabilidade espacial das flutuações do vento, existem dois tipos de formulações. A primeira consiste em gerar séries para vários pontos segundo o mesmo espectro de potência e a segunda formulação consiste em efetuar correlações entre séries [7].

3.2.2. Resposta transversal dos edifícios

A resposta transversal dos edifícios altos surge devido às forças que atuam na direção perpendicular ao escoamento do vento.

Atualmente, além de altos, os edifícios são cada vez mais esbeltos e a resposta transversal destes, quando comparada com a resposta na direção do vento, é muitas vezes

condicionante no que diz respeito à verificação dos estados limite de serviço. Com efeito, por vezes as vibrações provocadas pelo vento na direção transversal são bem mais importantes do que as vibrações longitudinais.

Devido a várias formas de excitação que ocorrem em simultâneo, o tratamento analítico da resposta transversal é algo complexo. De acordo com Trein (2005), vários autores identificaram a turbulência transversal do vento, o desprendimento de vórtices, as características geométricas e dinâmicas das estruturas e a própria interação com o escoamento como fatores que influenciam esta resposta.

Ishizaki e Nishimura, autores citados em [47], afirmam que o desprendimento de vórtices é o principal fenómeno de excitação transversal nos edifícios altos. Este fenómeno caracteriza-se por uma libertação alternada de um lado e do outro de vórtices que surgem num escoamento, provocando forças que atuam alternadamente na direção transversal do vento.

Assim, quando a frequência de desprendimento de vórtices se aproxima ou entra em ressonância com a frequência natural dos edifícios, podem gerar-se respostas dinâmicas importantes.

Apesar de na maioria dos códigos para quantificação da ação do vento existirem metodologias bastante simplificadas para considerar a ação transversal e obter a resposta das estruturas nesta direção, no caso de se pretenderem resultados mais precisos, é comum o recurso a ensaios em túnel de vento com modelos à escala reduzida.

3.2.3. Amortecimento

A resposta de um edifício pode ser influenciada pelo seu nível de amortecimento, ou seja, o seu desempenho em serviço depende da capacidade de dissipação da energia associada ao seu movimento. Assim, para caracterizar o seu nível de amortecimento usa-se um

coeficiente de amortecimento ξ que, na ausência de eventuais dispositivos ou mecanismos de amortecimento, é dado pelo amortecimento estrutural e pelo amortecimento aerodinâmico.

3.2.3.1. Amortecimento estrutural

Considerando uma estrutura de um edifício alto, o seu amortecimento estrutural está associado às características dos materiais usados na concepção, ao amortecimento obtido pela dissipação de energia nas juntas dos elementos e ao amortecimento obtido por radiação de energia no solo através das fundações.

Para o amortecimento estrutural são estimados valores na ordem dos 2% para estruturas de betão armado e 1% para estruturas de aço [16].

3.2.3.2. Amortecimento aerodinâmico

Devido aos deslocamentos entre uma estrutura flexível e o escoamento circundante surgem forças aerodinâmicas. Quando estas forças não estão em fase com o movimento da estrutura surge, devido a esta interação um tipo de amortecimento denominado de amortecimento aerodinâmico.

Considerando de novo a estrutura representada na figura anterior, apresentada agora na Figura FGH em planta, a velocidade relativa entre esta a velocidade média do escoamento do vento pode ser dada por $(\bar{U} - \dot{x})$.

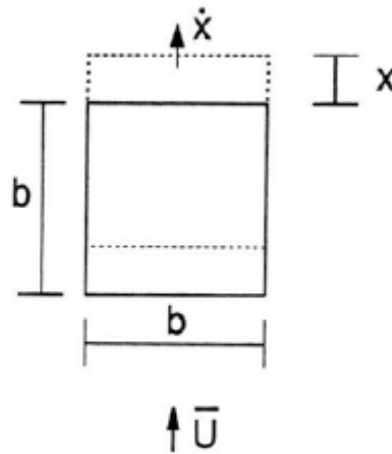


Figura 3.11 – Velocidade relativa na direção longitudinal [19]

Ignorando a turbulência, se estudarmos a força de arrasto por unidade de comprimento, esta é dada pela equação 3.13.

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{1}{2} \cdot C_D \cdot \rho_{ar} \cdot b \cdot (\bar{U} - \dot{x})^2 \cong \frac{1}{2} \cdot C_D \cdot \rho_{ar} \cdot b \cdot \bar{U}^2 \left(1 - \frac{2\dot{x}}{\bar{U}}\right) \\
 &= \frac{1}{2} \cdot C_D \cdot \rho_{ar} \cdot b \cdot \bar{U}^2 - C_D \cdot \rho_{ar} \cdot b \cdot \bar{U} \cdot \dot{x}
 \end{aligned}
 \tag{3.13}$$

Para pequenos valores de (\dot{x}/\bar{U}) , a segunda parcela do segundo membro da equação é proporcional à velocidade da estrutura \dot{x} e representa uma forma de amortecimento. Como já referido anteriormente, a segunda parcela transita para o primeiro membro da equação de equilíbrio dinâmico e junta-se ao amortecimento estrutural $c\dot{x}$ para reduzir a resposta dinâmica.

O amortecimento aerodinâmico para vibrações estruturais na direção do vento é sempre positivo. Ao contrário desta, na direção transversal o amortecimento aerodinâmico pode assumir valores negativos, bastando para isso o coeficiente aerodinâmico (C_L) apresentar valores negativos [19].

3.3. Controlo de vibrações

Na maior parte das vezes a ação do vento não coloca em causa a integridade estrutural de um edifício alto, no entanto, é muito comum provocar níveis de vibração elevados que causam desconforto humano aos utilizadores.

Neste sentido, adicionam-se de sistemas de controlo através de dispositivos de dissipação de energia para atenuar a amplitude das oscilações dos edifícios altos.

Uma vez que este tema é bastante extenso, optou-se por se apresentarem apenas algumas considerações acerca dos sistemas de controlo e apresentam-se as principais características de funcionamento de alguns deles.

Segundo Camarinha (2008), os sistemas de controlo de vibrações em estruturas podem ser divididos em quatro classes. Existem os sistemas ativos, os sistemas passivos, os sistemas semi-ativos e os sistemas híbridos.

Os sistemas ativos caracterizam-se por estarem ligados a uma fonte de energia exterior e num dado instante ajustarem o seu funcionamento ao estado da estrutura, mantendo a sua resposta dinâmica dentro de um intervalo pretendido. Os amortecedores de massas ativas e os sistemas de cabos ativos para pontes são exemplos deste tipo de sistema [35].

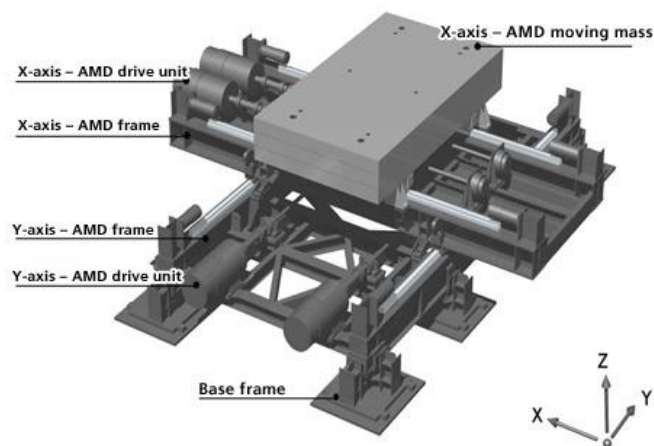


Figura 3.12 – Amortecedor de massa ativa [21]

Em termos de funcionamento, por exemplo, os amortecedores de massas ativas representados na Figura 3.12 são constituídos por uma massa e por três elementos, uma mola, um amortecedor e um atuador. Estes elementos permitem induzir forças que ajustam a resposta dinâmica da estrutura.

Os sistemas passivos de controlo de vibrações distinguem-se dos anteriores pelo facto de não necessitarem de qualquer fonte de energia exterior. Estes subdividem-se em duas categorias, os sistemas passivos diretos e os sistemas passivos indiretos.

Os sistemas diretos, tais como os amortecedores viscosos ou os amortecedores visco-elásticos e os amortecedores friccionais, baseiam-se na capacidade de dissipação de energia dos materiais. Os sistemas indiretos, tais como os amortecedores de massas sintonizadas ou os amortecedores de líquido sintonizado, baseiam-se em forças de inércia que contrariam o movimento da estrutura [35].

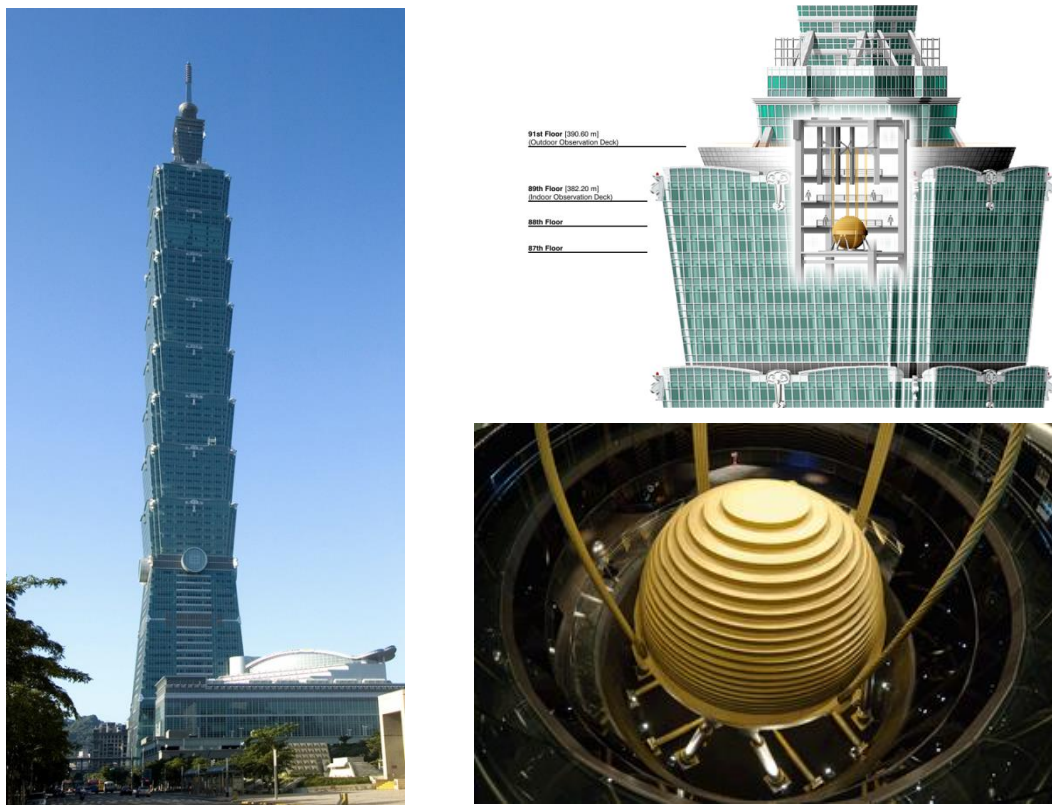


Figura 3.13 – Amortecedor de massas sintonizadas instalado no edifício Taipei-101 [49]

Os amortecedores de massas sintonizadas, vulgarmente designados de TMD's (Tuned Mass Damper's), são talvez um dos sistemas passivos de controlo de vibrações mais utilizados. Um exemplo excelente da incorporação de um amortecedor de massas sintonizadas é ilustrado na Figura 3.13.

O seu princípio de funcionamento caracteriza-se por colocar uma massa ligada à estrutura através de uma mola e de um amortecedor viscoso, dispostos em paralelo. Quando ocorre um movimento da estrutura, a massa instalada origina uma força de inércia que atua em sentido contrario ao movimento da estrutura favorecendo o equilíbrio.

Realça-se ainda que o uso deste tipo sistema controla um modo de vibração por dispositivo e é bastante eficaz em estruturas com baixos níveis de amortecimento.

Os sistemas semi-ativos reúnem as características dos dois sistemas anteriormente definidos, isto é, aliam a rápida adaptabilidade dos sistemas ativos com as características passivas dos sistemas passivos. Embora estejam ligados a uma fonte de energia exterior, estes sistemas apresentam um consumo menor e representam assim uma solução intermédia.

Os sistemas de rigidez ativa variável são um bom exemplo de um sistema semi-ativo.

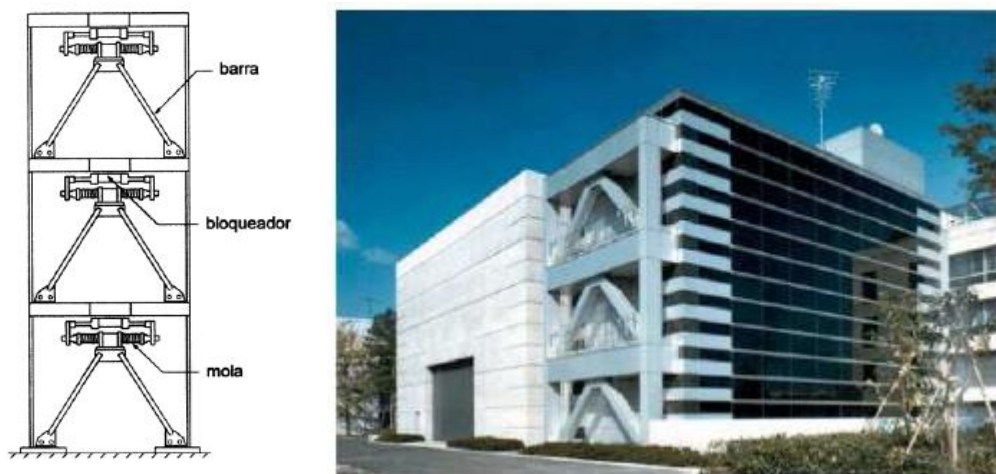


Figura 3.14 – Esquema de um sistema AVS e exemplo de aplicação no edifício Kajima Technical Research Institute [35]

Como o nome indica, os sistemas de rigidez ativa variável ou AVS (Active Variable Stiffness) representados na Figura 3.14 fazem variar a rigidez das estruturas de modo a que estas não entrem em ressonância com o carregamento dinâmico. Estes dispositivos são instalados em V invertido e através do bloqueio ou desbloqueio das barras, aumentam ou diminuem a rigidez da estrutura [35].

Os sistemas híbridos combinam o efeito passivo dos amortecedores de massas sintonizadas com o princípio de funcionamento de um sistema ativo. Com efeito, em situações de vibrações extremas o sistema amplifica o movimento da massa e nos restantes casos funciona como um TMD. Embora apresente um custo de instalação elevado, este tipo de sistemas alia a economia da manutenção ao baixo consumo energético.

Os amortecedores de massas híbridos ou HMD's (Hybrid Mass Damper), como ilustrado na Figura 3.15, são os exemplos mais convencionais deste tipo de sistema.

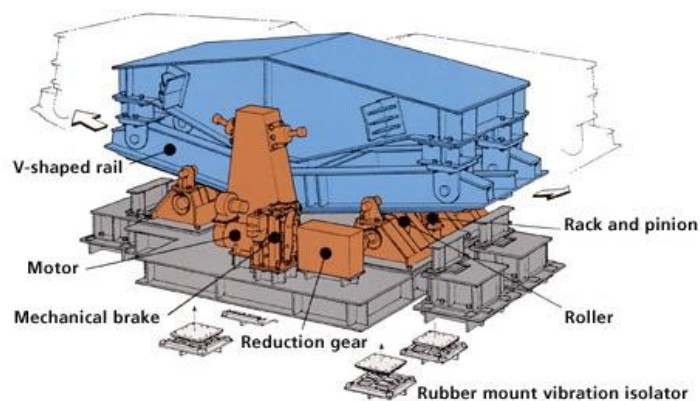


Figura 3.15 – Esquema de um amortecedor de massas híbrido (Forma em V) [21]

3.4. Fenómenos com carácter aeroelástico

Quando surgem forças aerodinâmicas em consequência dos movimentos das estruturas imersas num escoamento, dependendo da sua intensidade, podem provocar um aumento da amplitude de vibração, conduzindo a um movimento oscilatório crescente. Este tipo de

fenômeno designa-se por instabilidade aeroelástica e à disciplina relacionada com o seu estudo por aeroelasticidade [40].

Fenômenos aeroelásticos como o “Lock-In”, o “Galope”, o “Flutter”, a “Divergência” e o “Buffeting” estão muitas vezes relacionados com a resposta transversal de estruturas flexíveis.

O “Lock-in” é um fenómeno aeroelástico associado ao desprendimento alternado de vórtices, que ocorre quando a frequência de desprendimento dos vórtices iguala a frequência própria da estrutura, conduzindo à ressonância da estrutura [9].

A instabilidade por “Galope” é um fenómeno que surge devido à mudança de direção do vento, provocada pelo movimento natural da estrutura.

Caracteriza-se por uma amplitude crescente dos movimentos oscilatórios da estrutura na direção transversal do vento e tende a aumentar o seu efeito com o aumento da velocidade do vento [16].

O “Flutter” é um fenómeno que ocorre em estruturas bastante flexíveis e que estejam sujeitas, em relação à direção do escoamento, a grandes pressões laterais. As estruturas que têm menos resistência à torção ou flexão na direção do vento são mais vulneráveis a este fenómeno [16].

Em edifícios com pouca regularidade em planta ou sem simetria, devido ao aumento das forças aerodinâmicas provocadas pelo próprio movimento destes, pode dar-se um aumento da excentricidade entre o centro de rigidez e o ponto de aplicação da resultante das forças. Associado ao aumento das forças aerodinâmicas e à deformação por torção, surge um fenómeno aeroelástico denominado de “Divergência” [16].

Uma vez que a maior parte dos edifícios se encontra rodeado na sua vizinhança por outros edifícios e tipos de estruturas, estes podem alterar as condições de escoamento e torná-lo

turbulento de forma mais ou menos regular. Este fenómeno denomina-se de “Buffeting” e aumenta com a proximidade ou alinhamento significativo das estruturas [16].

4. Enquadramento Regulamentar

4.1. Introdução

Procura-se neste capítulo descrever as abordagens propostas por dois regulamentos para quantificação da ação do vento e, no âmbito da análise e dimensionamento de estruturas de edifícios, procede-se a uma análise comparativa dos principais parâmetros neles contidos.

São considerados o Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), por ser atualmente o vigente em Portugal e a Norma Europeia EN 1991-1-4, vulgarmente designada de Eurocódigo 1, visto que, irá brevemente substituir o RSA, estando a sua estrutura quase finalizada incluindo o anexo nacional que já se encontra finalizado. Apesar dos procedimentos para a quantificação da ação do vento serem baseados em estudos extensivos e complexos, estes regulamentos aplicam metodologias bastante simplificadas.

Para estabelecer uma análise comparativa entre o RSA e a EN1994-1-4 apresentam-se os aspetos diferenciadores dos principais parâmetros de cada regulamento e numa perspetiva mais prática, procede-se à determinação e comparação da ação do vento para um edifício alto.

4.2. Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes

A significativa evolução dos conceitos sobre segurança estrutural levou a que em 1983 fosse implementado o Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes. No que à ação do vento diz respeito, destaca-se neste regulamento a consideração de uma lei de potência para definir a variação em altura do perfil de velocidades para dois tipos bem distintos de rugosidade do solo e um amplo conjunto de dados relativos a

coeficientes de forma que permitem determinar os efeitos da ação do vento sobre as construções.

4.2.1. Zonamento do território

Baseado na análise de registos meteorológicos, o território português encontra-se dividido em duas zonas para efeitos de quantificação da ação do vento. Para estas zonas, zona A e zona B, atribuíram-se intensidades de vento suficientemente diferenciadas para a mesma probabilidade de ocorrência.

Quadro 4.1 – Zonamento do território para efeitos de quantificação da ação do vento [53]

Zona	Caracterização da zona
A	A generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B.
B	Os arquipélagos dos Açores e da Madeira, as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura, altitudes superiores a 600 m ou locais situados na zona A cujas condições de orografia determinem uma exposição ao vento particularmente desfavorável.

4.2.2. Rugosidade aerodinâmica do solo

As dimensões e a distribuição dos obstáculos existentes no solo afetam o escoamento de ar na sua vizinhança. Tendo em conta a dificuldade de caracterizar as múltiplas situações que podem ocorrer, este regulamento considera dois tipos de rugosidade aerodinâmica que alteram fortemente a variação da velocidade do vento em altura.

Quadro 4.2 – Tipos de rugosidade aerodinâmica do solo [53]

Rugosidade	Caracterização do terreno
I	Rugosidade atribuída aos locais situados no interior de zonas urbanas em que predominem edifícios de médio ou grande porte.
II	Rugosidade atribuída aos locais situados em zonas rurais e periferia de zonas urbanas.

4.2.3. Quantificação da ação do vento

Admitindo que pode ter qualquer rumo, o vento exerce nas superfícies das estruturas pressões que resultam da interação entre estas e o ar em movimento. Em função da altura, no Anexo I do RSA são definidos os valores característicos da velocidade média do vento e os seus fatores de redução, para além de fornecer indicações que permitem considerar a turbulência do vento.

4.2.3.1. Velocidade média do vento

A velocidade média do vento é referida a intervalos de 10 minutos e é definida em função da altura acima do solo. Para a zona A são definidos valores característicos da velocidade média de acordo com as equações 4.1 e 4.2, para solos com rugosidade aerodinâmica do tipo I e rugosidade aerodinâmica do tipo II, respetivamente.

Para estruturas localizadas numa zona B, no RSA considera-se um acréscimo de 10%, ou seja, os valores característicos da velocidade média obtidos para a zona A devem ser multiplicados por 1,1.

$$v = 18 \left(\frac{h}{10} \right)^{0,28} \quad (4.1)$$

$$v = 25 \left(\frac{h}{10} \right)^{0,20} \quad (4.2)$$

em que:

v velocidade expressa em metros por segundo.

h altura acima do terreno natural expressa em metros.

Em alturas muito próximas do solo a definição da velocidade é bastante imprecisa devido à influência dos obstáculos, neste caso, o regulamento recomenda que seja admitido um valor característico constante de 20 m/s até uma altura de 15 m para solos com rugosidade do tipo I e de 25 m/s até alturas de 10 m para solos com rugosidade do tipo II. Por outro lado, devem-se considerar os valores obtidos pelas equações anteriores multiplicados por $\sqrt{1,3}$ no caso de estruturas identicamente solicitadas pelo vento qualquer que seja o seu rumo.

4.2.3.2. Flutuações da velocidade do vento

Para considerar o carácter turbulento do vento, o regulamento adiciona uma parcela de 14 m/s aos valores característicos da velocidade média do vento. Independentemente do tipo de rugosidade aerodinâmica do solo, este valor é sempre constante ao longo da altura. Por outro lado, o RSA prevê também no seu Anexo I o recurso a bibliografia especializada para determinar flutuações da velocidade do vento através de espetros ou correlações espaciais.

4.2.3.3. Velocidade de rajada e influência do tipo de zona

Os valores da velocidade de rajada são obtidos para a zona A pela soma dos valores característicos da velocidade média do vento com os valores da componente flutuante deste, conforme as equações 4.3 e 4.4, para solos com rugosidade do tipo I e do tipo II respetivamente. No que se refere à zona B, os valores da velocidade de rajada foram obtidos aumentando em 10% os valores obtidos para a zona A.

Na Figura 4.1 encontra-se o perfil da velocidade de rajada, considerando o zonamento do território e os dois tipos de rugosidade admitidos no regulamento, pode-se observar a influência destes na definição em altura do perfil.

$$v = 18 \left(\frac{h}{10} \right)^{0,28} + 14 \quad (4.3)$$

$$v = 25 \left(\frac{h}{10} \right)^{0,20} + 14 \quad (4.4)$$

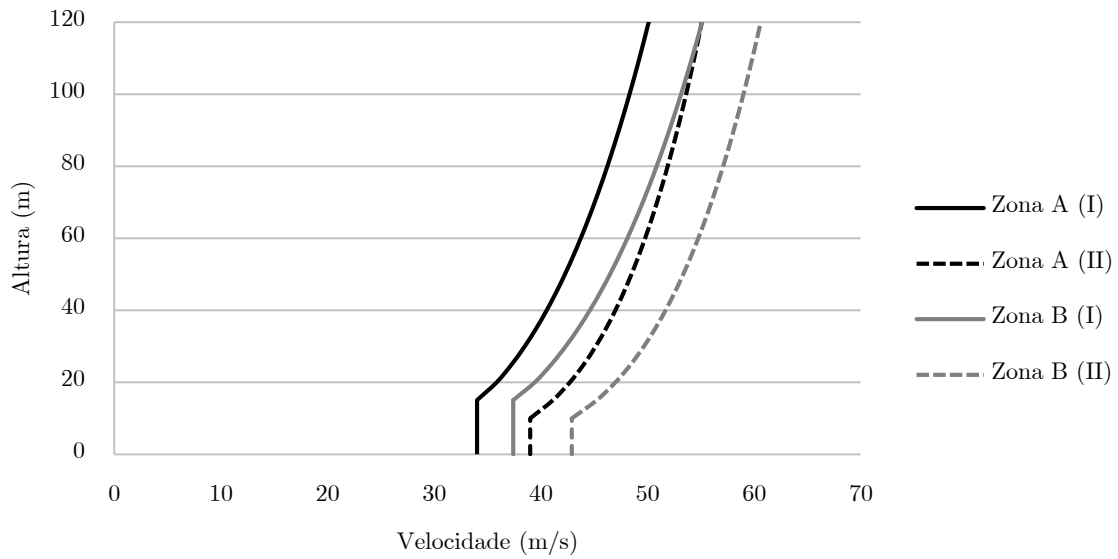


Figura 4.1 - Perfil da velocidade de rajada para as zonas A e B em função do tipo de rugosidade

4.2.3.4. Pressão dinâmica do vento

Os valores característicos da pressão dinâmica do vento estão relacionados com os valores da velocidade de rajada do vento através da equação 4.5.

$$w = 0,613 v^2 \quad (4.5)$$

em que:

w pressão dinâmica do vento expressa em Newtons por metro quadrado.

v velocidade expressa em metros por segundo.

Para a determinação direta dos valores característicos da pressão dinâmica, o regulamento apresenta para a zona A um gráfico semelhante ao da Figura 4.2 que indica os seus valores em função da altura acima do solo e do seu tipo de rugosidade. No caso da zona B, os valores a considerar devem ser obtidos multiplicando por 1,2 os valores característicos da pressão dinâmica para a zona A.

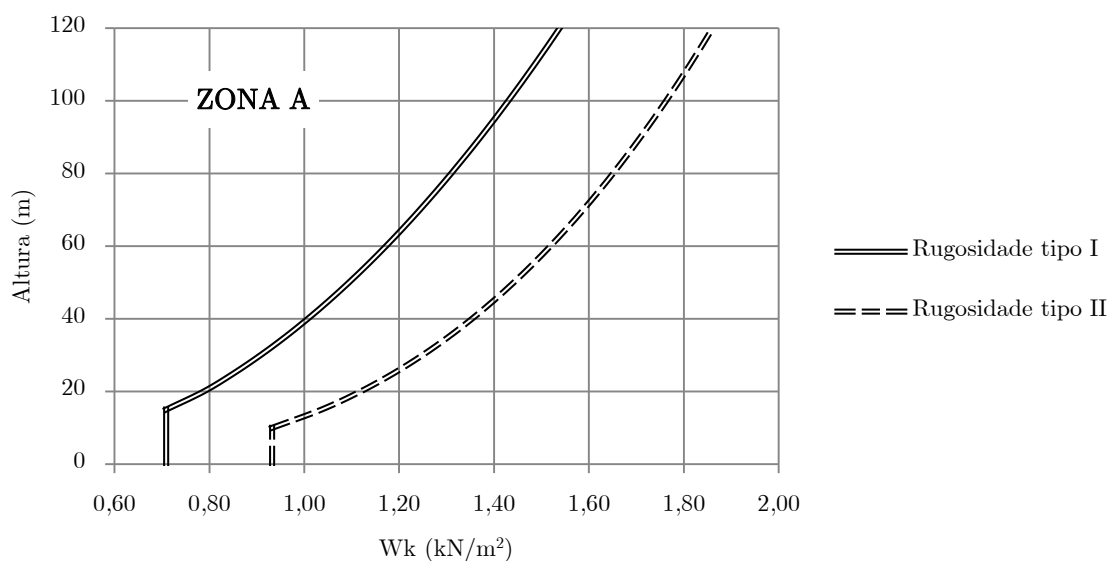


Figura 4.2 – Valor característico da pressão dinâmica w_k para a zona A [53]

4.2.3.5. Orografia do terreno

A orografia do terreno influencia a definição das pressões dinâmicas quando as construções são implantadas em terrenos inclinados. Neste caso, o regulamento considera a altura do próprio edifício se o local de implantação tiver uma cota constante ou considera a altura acima do solo determinada a partir da linha a tracejado no caso de edificações implantadas em terrenos inclinados, conforme a Figura 4.3.

Se $\text{tg } \theta \leq 0,3$, o nível de referência deve ser considerado coincidente com o terreno.

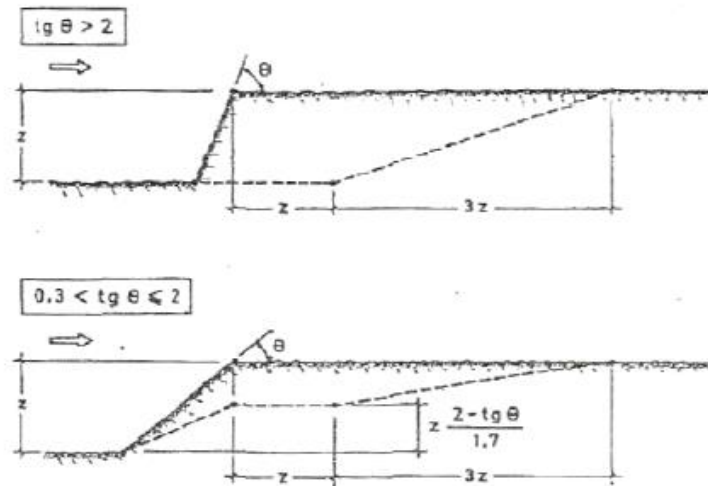


Figura 4.3 – Esquema da influência da orografia do terreno segundo RSA [53]

4.2.4. Determinação dos efeitos da ação do vento

Para determinar os efeitos do vento nas estruturas é necessário ter em conta a quantificação apresentada na secção anterior e as características aerodinâmicas das estruturas.

De um modo geral, a ação do vento exerce pressões estáticas nas superfícies, obtidas multiplicando a pressão dinâmica do vento por coeficientes aerodinâmicos adequados e dependentes das características geométricas da estrutura. Estes coeficientes são designados de coeficientes de forma.

Por outro lado, relativamente às características dinâmicas das estruturas, este método de definição da ação do vento de forma estática não conduz a resultados satisfatórios no caso de estruturas com frequências de vibração inferiores a 0,50 Hz ou suscetíveis de instabilidade aerodinâmica. Isto quando as estruturas são de tal modo flexíveis que ao serem excitadas dinamicamente alteram o escoamento e geram uma interação com o fluido que implica métodos de análise complexos [16].

No que se refere aos coeficientes de forma, estes podem ser denominados de coeficientes de pressão ou coeficientes de força e serão tratados nas secções seguintes.

4.2.4.1. Coeficientes de pressão

Os coeficientes de pressão permitem determinar, de acordo com a equação 4.6, as pressões estáticas, exteriores e interiores, que se exercem normalmente às superfícies das estruturas.

$$p = \delta_p w \quad (4.6)$$

em que:

p pressão estática expressa N/m^2 .

δ_p coeficiente de pressão.

w pressão dinâmica do vento expressa em N/m^2 .

As pressões exteriores são definidas pelos coeficientes de pressão exterior δ_{pe} e dependem essencialmente da forma da construção, bem como da direção e sentido do vento. As pressões interiores são obtidas através de coeficientes de pressão interiores δ_{pi} e resultam das aberturas na envolvente e da permeabilidade das superfícies. Estes coeficientes são afetados de sinal positivo ou negativo consoante sejam de pressão ou sucção.

O Anexo I do regulamento apresenta os valores dos coeficientes de pressão, exterior e interior, para os casos mais frequentes dos edifícios.

4.2.4.2. Coeficientes de força

Os coeficientes de força permitem determinar diretamente, de acordo com a equação 4.7, a força resultante das pressões do vento sobre as estruturas.

$$F = \delta_f w A \quad (4.7)$$

em que:

F força resultante expressa N.

δ_f	coeficiente de força.
w	pressão dinâmica do vento expressa em N/m^2 .
A	área de referência expressa em m^2 .

O regulamento apresenta no seu Anexo I coeficientes de força relativos a estruturas reticuladas planas, estruturas em forma de torre e construções fechadas.

No caso de construções fechadas de forma cilíndrica ou prismática, como por exemplo os edifícios, os coeficientes são definidos em função do regime de escoamento e da esbelteza da construção, definida pela relação entre a altura e a dimensão normal à direção do vento.

4.3. Eurocódigo 1– Acções em estruturas– Parte 1-4: Acções gerais Acções do vento

A EN1991:1-4 fornece uma metodologia de cálculo, baseada no modelo do fator de pico desenvolvido por Davenport, para determinação das ações do vento para projetos de estruturas de edifícios e outras obras de engenharia civil. Importa também referir que no caso de estruturas de edifícios, a norma aplica-se apenas a edifícios com alturas até 200 m.

A ação do vento calculada segundo o Eurocódigo 1 (EC 1) fornece valores característicos para o conjunto da estrutura ou para partes e elementos ligados à própria estrutura.

O presente regulamento cobre a resposta dinâmica devida à turbulência na direção longitudinal do vento em ressonância com as vibrações na direção deste, segundo o modo fundamental de vibração das estruturas. Em relação à direção transversal, também fornece algumas orientações simplificadas relativamente à resposta aeroelástica.

Por outro lado, além de ser composto por seis anexos, a sua aplicação em Portugal deve também obedecer a determinadas disposições que estão indicadas no Anexo Nacional (NA).

4.3.1. Velocidade do vento

A velocidade do vento compreende uma componente média, constante e uma componente flutuante, não constante. Neste regulamento a expressão matemática que define a sua variação com a altura é a lei logarítmica.

4.3.1.1. Velocidade média do vento

A velocidade média do vento é definida em função da altura acima do solo e depende do regime local de ventos. Sendo expressa através da equação 4.8 que modifica o valor de referência da velocidade do vento para ter em conta os efeitos da rugosidade e da orografia do local.

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (4.8)$$

em que:

$c_r(z)$ coeficiente de rugosidade

$c_o(z)$ coeficiente de orografia.

v_b valor de referência da velocidade do vento.

O coeficiente de rugosidade $c_r(z)$ resulta da rugosidade do terreno a barlavento da estrutura e é determinado para uma certa altura acima do nível do solo. Baseia-se num perfil de velocidade logarítmico e é definido pela equação 4.9.

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) && \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ c_r(z) &= c_r(z_{min}) && \text{para } z \leq z_{min} \end{aligned} \quad (4.9)$$

em que:

k_r	coeficiente de terreno.
z	altura acima do nível do solo em metros.
z_0	comprimento de rugosidade.
z_{min}	altura mínima definida no quadro 4.1
z_{max}	altura máxima igual a 200 metros.

O coeficiente de terreno k_r depende do comprimento de rugosidade z_0 de cada categoria de terreno estabelecida por EC 1 e pode ser calculado pela equação 4.10.

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,28} \quad (4.10)$$

em que:

$z_{0,II}$	comprimento de rugosidade da categoria de terreno de II definida no Quadro 4.3.
------------	---

Para caracterizar as diferentes rugosidades do solo que possam existir, o EC 1 distingue de forma genérica os terrenos em cinco categorias diferentes. Assim, os parâmetros z_0 e z_{min} são fornecidos em função das diferentes categorias de terreno.

Por outro lado, a aplicação do EC 1 em Portugal deve obedecer ao disposto no Anexo Nacional, neste contexto as cinco categorias de terreno consideradas são substituídas apenas por quatro categorias.

No Quadro 4.3 podemos consultar os valores recomendados para os respetivos parâmetros.

Quadro 4.3 – Categorias e parâmetros de terreno [9]

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

Caso seja possível escolher entre duas ou mais categorias para definir a rugosidade do solo de uma dada zona, deve-se optar pela categoria de terreno que apresenta menor comprimento de rugosidade.

Em terrenos acidentados, tais como colinas ou falésias e escarpas, a velocidade do vento varia em função da inclinação da vertente virada a barlavento, como ilustrado esquematicamente na Figura 4.4.

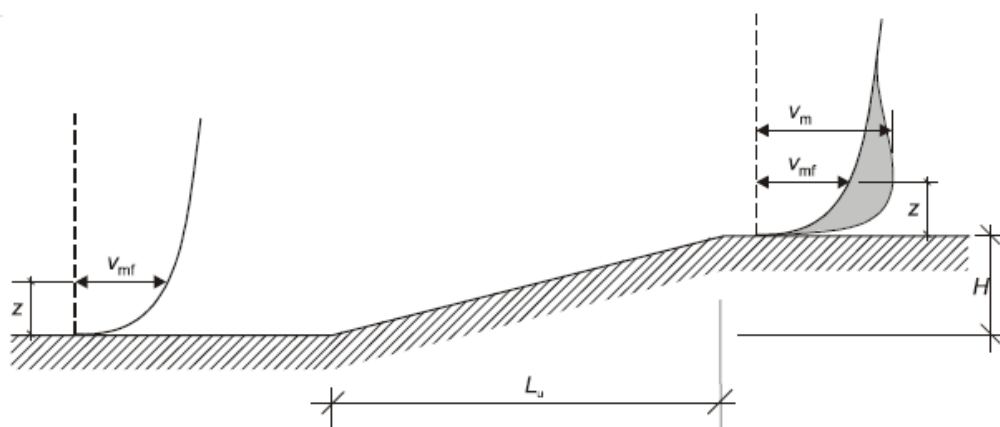


Figura 4.4 – Esquema da influência da orografia na variação da velocidade do vento [9]

Para contabilizar estes efeitos, o EC 1 aplica um fator denominado de coeficiente de orografia c_o . Este tem em conta o aumento da velocidade média do vento sobre os terrenos acidentados, estando relacionado pela equação 4.11 com a velocidade do vento na base destes [9].

$$c_o = \frac{v_m}{v_{mf}} \quad (4.11)$$

em que:

v_m velocidade média do vento à altura z acima do solo.

v_{mf} velocidade média do vento sobre o terreno plano

Se os efeitos da orografia forem tidos em conta no valor de referência da velocidade do vento v_b , o coeficiente de orografia toma o valor recomendado de 1. Por outro lado, se a inclinação média do terreno a barlavento for inferior a 3° , os efeitos da orografia podem ser desprezados.

Assim, nos casos em que não possam ser desprezados segundo o ponto 3 da secção 3 do Anexo A do EC 1, o coeficiente de orografia é definido pelas equações 4.12, 4.13 e 4.14.

$$c_o = 1 \quad \text{para} \quad \Phi < 0,05 \quad (4.12)$$

$$c_o = 1 + 2.s.\Phi \quad \text{para} \quad 0,05 < \Phi < 0,3 \quad (4.13)$$

$$c_o = 1 + 0,6.s \quad \text{para} \quad \Phi > 0,3 \quad (4.14)$$

em que:

- s coeficiente obtido para colinas ou falésias e escarpas, considerando a relação com o comprimento efetivo L_e da vertente virada a barlavento.
- Φ inclinação, na direção do vento, da vertente virada a barlavento definida pela relação H/L_u (ver Figura 4.5).
- L_e comprimento efetivo da vertente virada a barlavento.
- L_u comprimento real, na direção do vento, da vertente virada a barlavento.
- L_d comprimento real, na direção do vento, da vertente virada a sotavento.
- H altura efetiva do acidente orográfico.
- x distância horizontal entre o local de construção e o topo da vertente.
- z distância vertical medida a partir do nível do solo no local considerado.

Para declives moderados ($0,05 < \Phi < 0,3$), o valor do comprimento efetivo L_e é igual ao valor do comprimento real L_u . Em declives acentuados ($\Phi > 0,3$), o valor do comprimento efetivo L_e é igual a $H/0,3$.

Como exemplo, de acordo com o EC 1, apresentam-se nas Figura 4.5 e 4.6 um esquema e respetivo ábaco para determinação do coeficiente s para colinas ou falésias e escarpas, respetivamente.

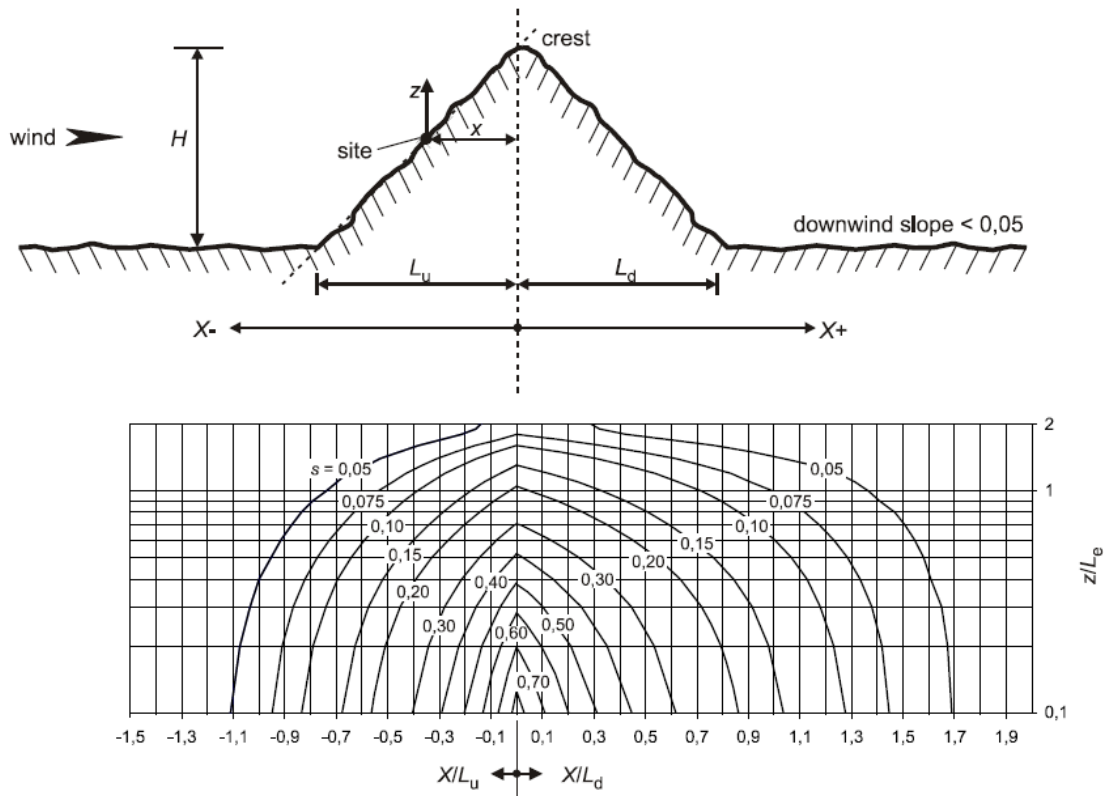


Figura 4.5 - Esquema e ábaco para determinação do coeficiente s para colinas [9]

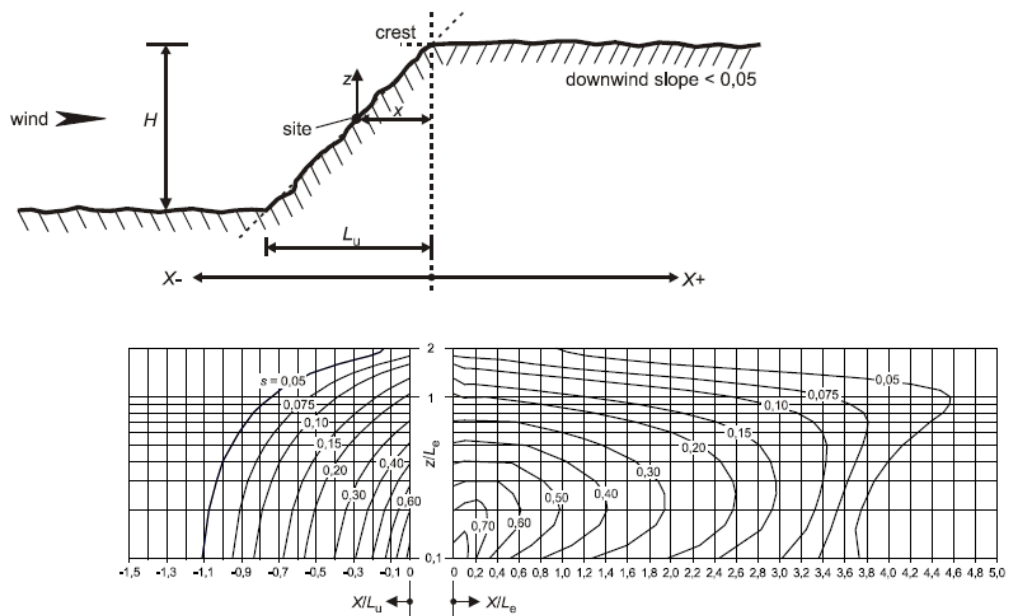


Figura 4.6 – Esquema e ábaco para determinação do coeficiente s para falésias e escarpas [9]

O valor de referência da velocidade do vento v_b depende do regime local de ventos e é definido pela equação 4.15 em função da direção do vento e da época do ano. A influência da altitude neste valor é tida em conta através do zonamento do País de acordo com o NA.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (4.15)$$

em que:

c_{dir} coeficiente de direção.

c_{season} coeficiente de sazão.

$v_{b,0}$ valor básico da velocidade de referência do vento.

O coeficiente de direção e o coeficiente de sazão adotam o valor recomendado de 1, noutras situações consideradas no Anexo Nacional podem assumir outros valores.

O valor básico da velocidade de referência do vento $v_{b,0}$ é o valor médio característico da velocidade do vento referido a intervalos de tempo de 10 minutos, medido a uma altura de 10 metros acima do nível do solo num terreno com rugosidade correspondente ao da categoria II. De acordo com o NA, para efeitos de quantificação de $v_{b,0}$ considera-se, em termos de zonamento, o país dividido em duas zonas. Este zonamento é igual ao prescrito no RSA.

Assim, considera-se para cada zona do país os valores de $v_{b,0}$ constantes no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 - Valor básico da velocidade de referência do vento [9]

Zonas		$v_{b,0}$ [m/s]
A	Generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B	27
B	Os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m.	30

4.3.1.2. Turbulência do vento

A componente flutuante do vento é caracterizada pela intensidade de turbulência I_v e pode ser definida através da razão entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento. Dependendo da rugosidade de cada categoria de terreno e inversamente proporcional à velocidade, esta parcela diminui em função da altura e pode ser calculada pela equação 4.16.

$$\begin{aligned}
 I_v(z) &= \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} & \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\
 I_v(z) &= I_v(z_{min}) & \text{para } z \leq z_{min}
 \end{aligned} \tag{4.16}$$

em que:

- k_1 coeficiente de turbulência.
- c_o coeficiente de orografia
- z altura acima do nível do solo em metros.
- z_0 comprimento de rugosidade.
- σ_v desvio padrão da turbulência definido por $\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_1$

Segundo o regulamento, o valor recomendado para o coeficiente de turbulência é 1,0.

4.3.2. Pressão dinâmica de pico

Baseando-se numa metodologia que tem por base o fator de pico, o EC 1 assume que a pressão dinâmica de pico resulta da soma da componente média com a componente flutuante da velocidade do vento. Assim, sendo a componente flutuante expressa através

de um fator de pico, pela equação 4.17 é possível calcular a pressão estática equivalente em função da altura.

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (4.17)$$

em que:

- I_v intensidade de turbulência.
- ρ massa volúmica do ar igual a 1,25 kg/m³.
- v_m velocidade média do vento em m/s

O valor 7 na equação 4.17 corresponde a duas vezes o fator de pico, dado que, para a velocidade média do vento referida a períodos de 10 minutos, admitiu-se um fator de pico igual a 3,5.

4.3.3. Ação do vento

A ação do vento sobre as estruturas pode ser representada de uma forma simplificada através de um conjunto de pressões ou forças cujos efeitos são semelhantes aos efeitos extremos do vento.

Quando representada sob a forma de pressões, a ação do vento atua diretamente sobre as superfícies exteriores e indiretamente sobre as superfícies interiores, devido à porosidade da superfície exterior. No caso da representação da ação do vento por forças, estas resultam da aplicação das pressões sobre as áreas dos elementos da superfície.

Por outro lado, quando o vento varre áreas consideráveis das superfícies das construções podem-se desenvolver efeitos de atrito significativos que devem ser contabilizados.

Neste sentido, a ação do vento pode ser determinada apenas para partes específicas ou para a globalidade das estruturas através da pressão de pico afetada de adequados coeficientes aerodinâmicos e de um coeficiente estrutural que engloba a falta de correlação das pressões e a indução de efeitos dinâmicos nas estruturas.

4.3.3.1. Pressões exercidas pelo vento em superfícies

A pressão exercida pelo vento numa superfície é obtida através da pressão dinâmica de pico afetada por um coeficiente aerodinâmico adequado denominado coeficiente de pressão. Para determinadas alturas de referência, de acordo com a equação 4.18 as pressões exteriores são obtidas multiplicando a pressão dinâmica de pico por coeficientes de pressão exterior. Do mesmo modo, as pressões interiores são obtidas de acordo com a equação 4.19, multiplicando os coeficientes de pressão interior pela pressão dinâmica de pico.

A pressão resultante numa superfície será a diferença entre as pressões que atuam nas faces opostas. As pressões que atuam contra as superfícies são consideradas positivas, ao contrário das sucções, que atuam no sentido contrário e são consideradas negativas.

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (4.18)$$

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (4.19)$$

em que:

$q_p(z)$ pressão dinâmica de pico.

z_e altura de referência para a pressão exterior.

z_i altura de referência para a pressão interior.

c_{pe} coeficiente de pressão para a pressão exterior.

c_{pi} coeficiente de pressão para a pressão interior.

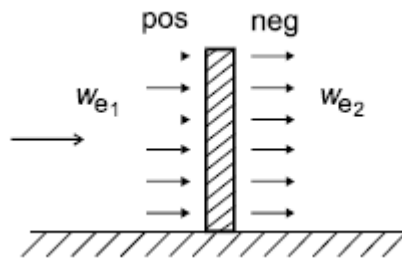


Figura 4.7 – Sentido das pressões a atuar numa parede [9]

Os coeficientes de pressão e a altura de referência a considerar para as diversas estruturas são definidos na secção 7 do EC 1.

4.3.3.2. Forças exercidas pelo vento sobre as construções

As forças exercidas pelo vento sobre a globalidade da estrutura ou apenas num componente podem ser determinadas de forma direta através de um coeficiente de força ou de forma indireta através da soma das componentes superficiais de pressão e tensão de atrito.

De acordo com os coeficientes de força adequados para as diferentes estruturas, as forças exercidas pelo vento podem ser determinadas pela equação 4.20 para a totalidade da estrutura ou por soma vetorial das forças nos diversos elementos individuais pela equação 4.21.

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (4.20)$$

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum_{\text{elementos}} c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (4.21)$$

em que:

$c_s c_d$ coeficiente estrutural.

c_f coeficiente de força relativo à construção ou ao elemento de construção.

$q_p(z_e)$ pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e .

A_{ref} área de referência da construção ou do elemento da construção.

A força global do vento obtida a partir das pressões exteriores e interiores, bem como das forças de atrito, é dada pela soma vetorial das forças calculadas pelas equações 4.22, 4.23 e 4.24.

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{superfícies}} w_e \cdot A_{ref} \quad (4.22)$$

$$F_{w,i} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{superfícies}} w_i \cdot A_{ref} \quad (4.23)$$

$$F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr} \quad (4.24)$$

em que:

$c_s c_d$ coeficiente estrutural.

w_e pressão exterior na superfície individual à altura z_e .

w_i pressão interior na superfície individual à altura z_i .

A_{ref} área de referência da construção ou do elemento da construção.

c_{fr} coeficiente de atrito.

A_{fr} área de superfície exterior paralela ao vento.

O vento desenvolve forças de atrito que atuam nas superfícies paralelas à direção longitudinal do vento e tornam-se significativas quando a área das superfícies paralelas ao vento é considerável. No entanto, segundo o EC 1, quando a área total de todas as superfícies paralelas é igual ou inferior a 4 vezes à área total de todas as superfícies exteriores perpendiculares ao vento podem-se desprezar os efeitos de atrito do vento.

4.3.3.3. Coeficientes de pressão

No caso de se pretender obter cargas distribuídas superficialmente, os efeitos aerodinâmicos do vento podem ser definidos usando coeficientes de pressão adequados às estruturas em causa. No que respeita aos edifícios, são determinados coeficientes de pressão exterior e coeficientes de pressão interior para superfícies exteriores e interiores, respetivamente.

Os coeficientes de pressão exterior c_{pe} dependem da dimensão da área onde a ação do vento incide e dividem-se por coeficientes globais e coeficientes locais. Os coeficientes globais $c_{pe,10}$ correspondem aos coeficientes de pressão para superfícies carregadas de área igual ou superior a 10 m^2 e os coeficientes locais $c_{pe,1}$ correspondem a superfícies carregadas de área igual ou inferior a 1 m^2 .

Para superfícies carregadas com áreas A compreendidas entre 1 m^2 e 10 m^2 , o valor do coeficiente de pressão exterior deve ser calculado pela equação 4.25.

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A \quad (4.25)$$

Os valores de $c_{pe,10}$ e $c_{pe,1}$ são fornecidos na secção 7 de EC 1 em diversos quadros consoante a zona considerada.

Os coeficientes de pressão interior c_{pi} dependem da dimensão e da distribuição das aberturas na envolvente do edifício. A norma estabelece várias regras para determinação dos valores de c_{pi} .

A pressão resultante numa superfície deve ser obtida considerando a pressão interior e exterior a atuar simultaneamente e considerada para a combinação mais desfavorável.

4.3.3.4. Coeficientes de força

Os coeficientes de força fornecem o efeito global do vento sobre uma construção ou elemento estrutural, considerados no seu todo e incluindo o atrito.

Estes coeficientes dependem por vezes do número de Reynolds e essencialmente das formas geométricas das estruturas, tais como secções retangulares, secções de arestas vivas, secções poligonais com cinco ou mais lados e secções circulares.

De um modo geral, o coeficiente de força é determinado pela equação 4.26.

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (4.26)$$

em que:

$c_{f,0}$ valor básico do coeficiente de força.

ψ_λ coeficiente de efeitos de extremidade.

Em edifícios de secção quadrada em planta com cantos arredondados o coeficiente de força pode ser determinado com o vento incidindo perpendicularmente a uma fachada pela equação 4.27.

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda \quad (4.27)$$

em que:

ψ_r coeficiente de redução para secções quadradas.

Ao contrário do valor básico do coeficiente de força, que depende apenas da secção em planta do edifício, o coeficiente de força apresenta propriedades tridimensionais visto que o coeficiente de efeitos de extremidade, que tem em conta o efeito do escoamento livre em torno das extremidades, depende da altura e esbelteza do edifício.

4.3.3.5. Altura de referência para paredes verticais de edifícios

O perfil de distribuição da pressão dinâmica nas paredes de barlavento dos edifícios de planta retangular depende das alturas de referência z_e . Estas alturas são definidas em função da relação entre a altura e a largura dos edifícios para três diferentes casos (Figura 4.8), correspondendo sempre às alturas superiores das diferentes partes.

Relativamente à distribuição da pressão dinâmica ao longo da parede de sotavento, deve ser tomada como altura de referência a altura total do edifício.

Na Figura 4.8 é representado o perfil de pressão dinâmica para a parede de barlavento e sotavento para os diferentes casos.

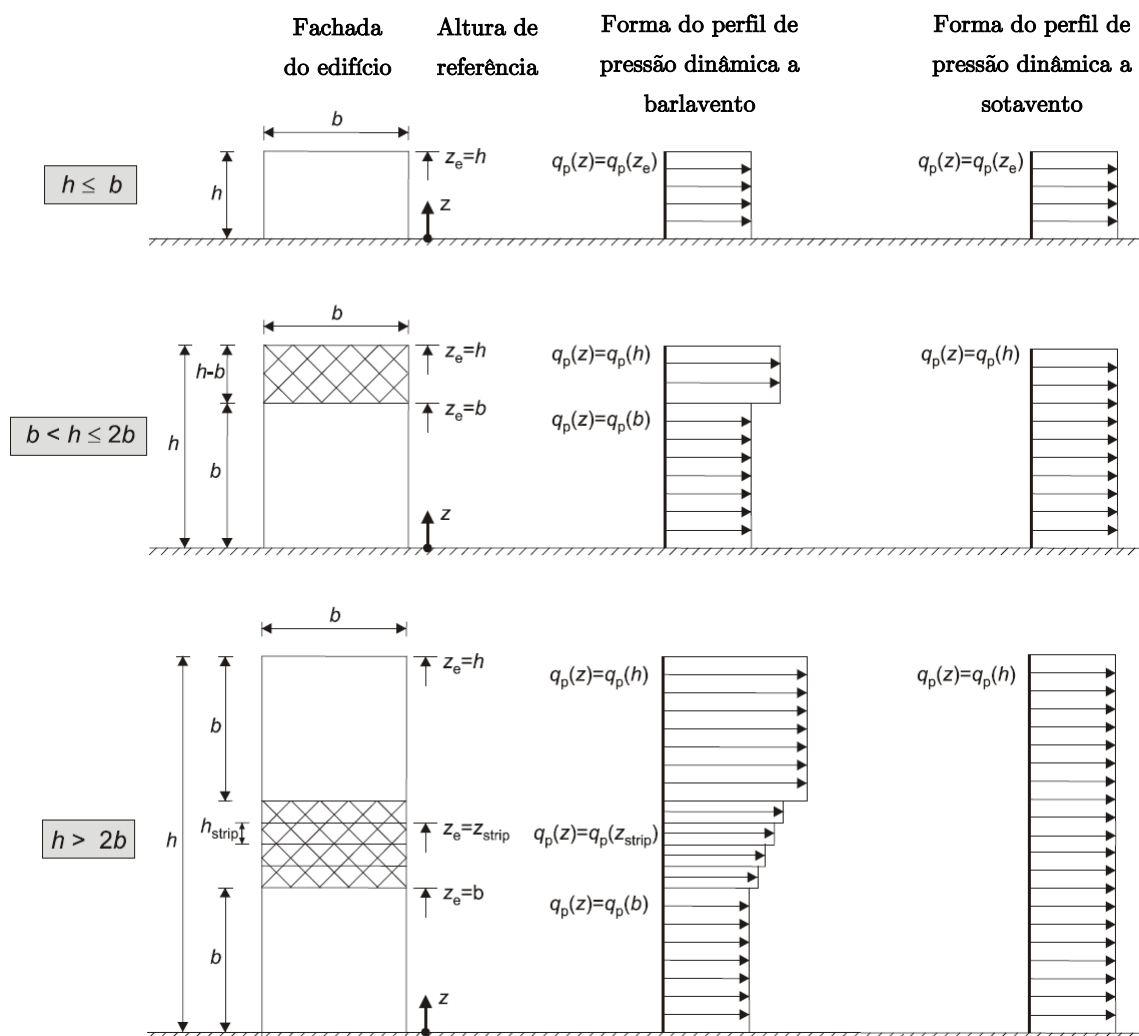


Figura 4.8 – Altura de referência e correspondente perfil de pressão dinâmica para as paredes de barlavento e sotavento (adaptado de [9])

4.3.4. Coeficiente estrutural

A não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico sobre as superfícies tende a reduzir a pressão máxima instantânea ao longo da superfície da construção. Por outro lado, a ressonância de estruturas flexíveis na sua frequência natural de vibração tende a aumentar devido à turbulência do vento.

Para que estes dois efeitos combinados sejam tidos em conta na ação do vento surge o coeficiente estrutural $c_s c_d$.

A contabilização deste coeficiente estrutural na análise da ação do vento deve ser feita em estruturas altas, esbeltas e flexíveis, como por exemplo os edifícios altos. Para certas situações definidas na norma, tais como edifícios baixos ou com frequências de vibração superior a 5 Hz, o valor do coeficiente estrutural pode ser considerado igual a 1.

O coeficiente estrutural é obtido pela equação 4.23 e o EC 1 determina que o seu procedimento de cálculo só pode ser utilizado se forem respeitadas duas condições, isto é, a construção deve corresponder a uma das formas gerais representadas na Figura 4.9 e só são significativas as vibrações na direção do vento segundo o modo fundamental.

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad (4.28)$$

em que:

z_s altura de referência para determinação do coeficiente estrutural.

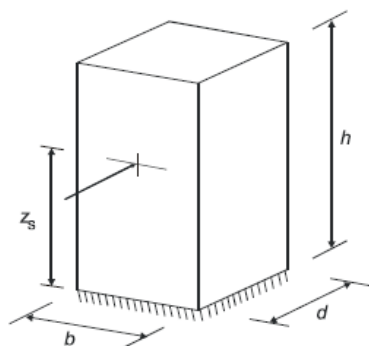
I_v intensidade de turbulência.

k_p fator de pico.

B^2 coeficiente de resposta quase-estática.

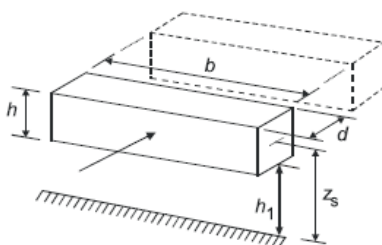
R^2 coeficiente de resposta em ressonância.

a) construções verticais tais como edifícios, etc.



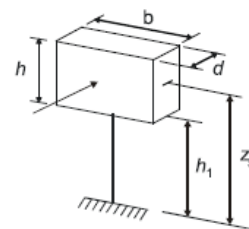
$$z_s = 0,6 \cdot h \geq z_{\min}$$

b) “oscilador paralelo”, isto é, construções horizontais tais como vigas, etc.



$$z_s = h_1 + \frac{h}{2} \geq z_{\min}$$

c) construções de pequena dimensão, tais como painéis de sinalização, etc.



$$z_s = h_1 + \frac{h}{2} \geq z_{\min}$$

Figura 4.9 – Formas gerais abrangidas pelo método de cálculo do coeficiente estrutural [9]

No Anexo B e no Anexo C de EC 1 são definidos os procedimentos, um recomendado e outro alternativo respetivamente, para determinação de k_p , B^2 e R^2 . A título indicativo, a norma estima que a diferença de valores do coeficiente estrutural obtidos por ambos os procedimentos não deve exceder os 5%.

Em Portugal, o Anexo Nacional determina que deve ser utilizado o procedimento definido no Anexo B.

Nas próximas secções do capítulo é feita, de acordo com ambos os procedimentos, uma descrição detalhada de cada um dos parâmetros principais necessários para o cálculo do coeficiente estrutural.

Salienta-se ainda, a título informativo, que o uso do valor da altura de referência z_s refere-se apenas aos parâmetros necessários para o cálculo do coeficiente estrutural e não deve ser confundida com a altura de referência z_e para determinação da pressão dinâmica de pico.

4.3.4.1. Influência da turbulência do vento

Em ambos os procedimentos a distribuição da energia do vento em função da frequência é expressa pela função de densidade espectral de potência adimensional $S_L(z, n)$ e pode ser determinada pela equação 4.29.

Esta função é ilustrada na Figura 4.10 para um só ramo, isto é, definida apenas para frequências positivas.

$$S_L(z, n) = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} \quad (4.29)$$

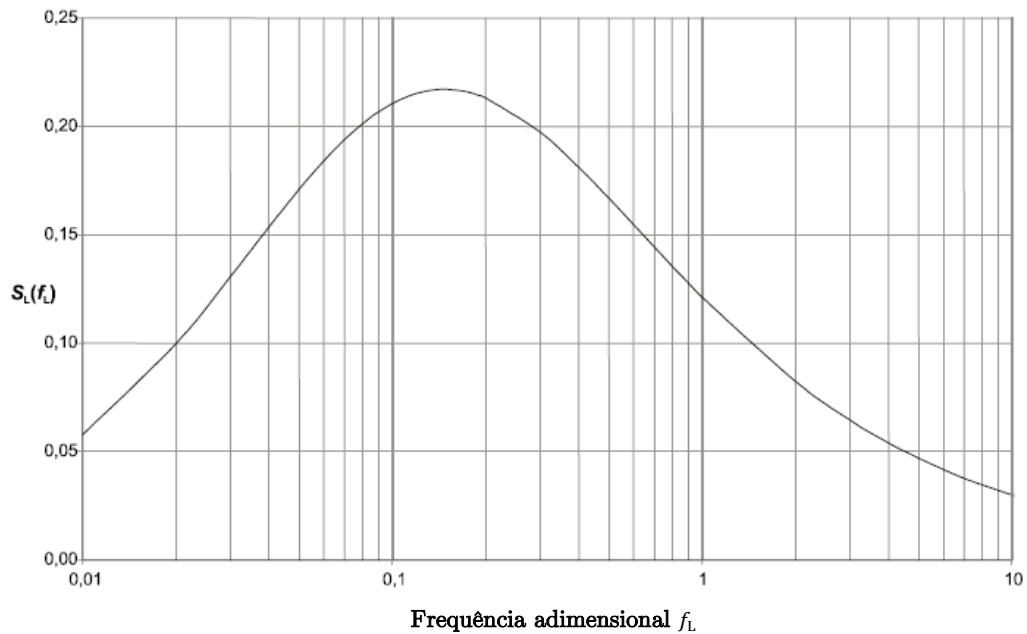


Figura 4.10 – Função de densidade espectral S_L [9]

A frequência adimensional $f_L(z, n)$ é determinada pela equação 4.30 e depende da frequência própria da estrutura, da velocidade média e da escala de turbulência.

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} \quad (4.30)$$

Sendo n uma frequência igual à frequência natural da estrutura $n_{1,x}$ em Hz, no Anexo F, são apresentadas várias considerações acerca das propriedades dinâmicas de diferentes estruturas. No caso de edifícios com altura superior a 50 m, a frequência fundamental pode ser estimada aproximadamente pela equação 4.31 em função da altura.

$$n = \frac{46}{h} \quad (4.31)$$

A escala de turbulência $L(z)$ representa a dimensão média dos turbilhões do vento natural e para alturas inferiores a 200 m pode ser calculada pela equação 4.32.

$$\begin{aligned} L(z) &= L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t}\right)^\alpha && \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ L(z) &= L(z_{min}) && \text{para } z \leq z_{min} \end{aligned} \quad (4.32)$$

em que:

z_t altura de referência igual a 200 metros.

L_t escala de referência igual a 300 metros.

α expoente $\alpha = 0,67 + 0,05 \ln(z_0)$

A altura mínima z_{min} e o comprimento de rugosidade z_0 são definidos de acordo com o Quadro 4.3 em função das características de rugosidade de cada tipo de terreno.

4.3.4.2. Coeficiente de resposta quase-estática

O coeficiente de resposta quase-estática traduz a falta de total correlação de pressões na superfície da construção e pode ser determinado de acordo com as equações presentes no Quadro 4.5 para ambos os procedimentos.

Quadro 4.5 - Parâmetros de cálculo do coeficiente B^2 segundo os dois procedimentos

Anexo B	Anexo C
$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0,63}}$	$B^2 = \frac{1}{1 + \frac{3}{2} \sqrt{\left(\frac{b}{L(z_s)}\right)^2 + \left(\frac{h}{L(z_s)}\right)^2 + \left(\frac{b}{L(z_s)} \cdot \frac{h}{L(z_s)}\right)^2}}$

em que:

b largura da construção.

h altura da construção.

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

A norma estabelece em ambos os procedimentos que, em termos de segurança, é conservativo utilizar o coeficiente B^2 igual a 1.

4.3.4.3. Coeficiente de resposta em ressonância

O coeficiente de resposta em ressonância tem em conta o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração considerado e deve ser determinado de acordo com as equações apresentadas no Quadro 4.6, para ambos os procedimentos.

Quadro 4.6 - Parâmetros de cálculo do coeficiente R^2 segundo os dois procedimentos

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

em que:

- δ decremento logarítmico total de amortecimento.
- S_L função de densidade espectral de potencia adimensional relativa à frequência fundamental $n_{1,x}$.
- R_h e R_b funções de admitância aerodinâmica.
- K_s função de efeito redutor de dimensão.

O decremento logarítmico total de amortecimento relativo ao modo fundamental pode ser estimado pela soma dos decrementos logarítmicos estrutural, aerodinâmico e de amortecimento devido a dispositivos especiais de amortecimento. O Anexo F fornece indicações para a determinação dos vários decrementos logarítmicos de amortecimento.

As funções de admitância aerodinâmica e a função de efeito redutor podem ser estimadas pelos respectivos anexos.

4.3.4.4. Fator de pico

O fator de pico é definido como o quociente entre o valor máximo da parte flutuante da resposta e o desvio padrão desta, podendo ser determinado para ambos os procedimentos segundo a equação 4.33.

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} \quad e \quad k_p \geq 3 \quad (4.33)$$

em que:

ν frequência de passagens ascendentes.

T duração da integração da velocidade média do vento igual a 600 segundos (10 min).

A frequência de passagens ascendentes ν , pode ser obtida pela equação 4.34 em função da frequência fundamental de vibração e em função dos coeficientes de resposta quase-estática e de resposta em ressonância.

$$\nu = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \quad e \quad \nu \geq 0,08 \text{ Hz} \quad (4.34)$$

4.3.4.5. Deslocamentos e acelerações

Para verificação dos estados limites de utilização devem ser considerados os deslocamentos máximos e as acelerações de pico características da estrutura na direção do vento.

No que diz respeito aos deslocamentos máximos, ambos os procedimentos consideram que os deslocamentos devem ser determinados a partir das forças estáticas equivalentes definidas na secção 4.3.3.2 da presente dissertação. Tendo em conta que o Anexo Nacional do EC 1 determina que em Portugal deve ser utilizado o procedimento do Anexo B para verificação dos estados limites de utilização, os valores dos deslocamentos máximos à altura z acima do solo podem ser estimados através da equação 4.35.

$$x_{\max}(z) = \frac{\rho \cdot b \cdot c_f \cdot v_m^2(z_s)}{2 \cdot m_{1,x} \cdot (2\pi \cdot n_{1,x})^2} \cdot [1 + 7 \cdot I_v(z_s)] \cdot c_s c_d \cdot K_x \cdot \Phi_{1,x}(z) \quad (4.35)$$

As acelerações de pico características podem ser obtidas pela equação 4.36 multiplicando o desvio padrão $\sigma_{a,x}$ pelo fator de pico k_p , utilizando a frequência fundamental como o valor da frequência de passagens ascendentes.

$$a_{x,max} = \sigma_{a,x}(z) \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} \right) \quad e \quad v = n_{1,x} \quad (4.36)$$

Para ambos os procedimentos o desvio padrão pode ser determinado de acordo com as equações apresentadas no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 - Parâmetros de cálculo do desvio padrão $\sigma_{a,x}(z)$ segundo os dois procedimentos

Anexo B	Anexo C
$\sigma_{a,x}(z) = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot I_v(z_s) \cdot v_m^2(z_s)}{m_{1,x}} \cdot R \cdot K_x \cdot \Phi_{1,x}(z)$	$\sigma_{a,x}(z) = c_f \cdot \rho \cdot b \cdot I_v(z_s) \cdot v_m^2(z_s) \cdot R \cdot \frac{K_y \cdot K_z \cdot \Phi(y, z)}{\mu_e \cdot \Phi_{max}}$

em que:

- c_f coeficiente de força.
- ρ massa volúmica do ar.
- b largura da construção.
- $I_v(z_s)$ intensidade de turbulência à altura z_s acima do solo.
- $v_m(z_s)$ velocidade média do vento à altura z_s acima do solo.
- z_s altura de referência.
- R raiz quadrada do coeficiente de resposta em ressonância.
- K_x coeficiente adimensional definido no Anexo B.
- $m_{1,x}$ massa equivalente para o modo fundamental de vibração na direção do vento.
- $n_{1,x}$ frequência fundamental de vibração na direção do vento.
- $\Phi_{1,x}(z)$ configuração do modo fundamental de vibração na direção do vento.
- K_y e K_z constantes fornecidas no Anexo C.
- μ_{ref} valor de referência da massa por unidade de área definida no Anexo F.
- $\Phi(y, z)$ configuração modal.
- Φ_{max} valor da configuração modal no ponto de amplitude máxima.

4.4. Análise comparativa dos regulamentos

De acordo com as disposições do Eurocódigo 1 e do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, pode concluir-se que existem algumas diferenças significativas nas abordagens propostas pelos dois regulamentos para a quantificação da ação do vento.

A consideração de um número maior de categorias de terreno pelo EC 1 representa uma definição mais realista das diferentes rugosidades aerodinâmicas dos vários tipos de solos em comparação com os dois tipos definidos pelo regulamento português. Destaca-se no EC 1 a introdução uma categoria que representa, especificamente, as zonas expostas a ventos marítimos.

No que diz respeito à definição da velocidade do vento, pelo que foi exposto anteriormente, é possível estabelecer uma comparação para a componente média e flutuante do vento.

Por aplicação das equações definidas para o cálculo da velocidade média do vento, consoante o RSA ou o EC 1, apresenta-se na Figura 4.11 um gráfico com a evolução em altura dos perfis de velocidade média para a zona A em função da rugosidade do terreno. Verifica-se que a lei da potência usada pelo RSA acentua o aumento da velocidade com a altura comparativamente ao EC 1 que utiliza a lei logarítmica. Por outro lado, interpretando a influência da rugosidade característica de cada tipo de terreno na definição do perfil da velocidade junto ao solo, constata-se que a velocidade média do vento será tanto menor quanto maior for a rugosidade do solo.

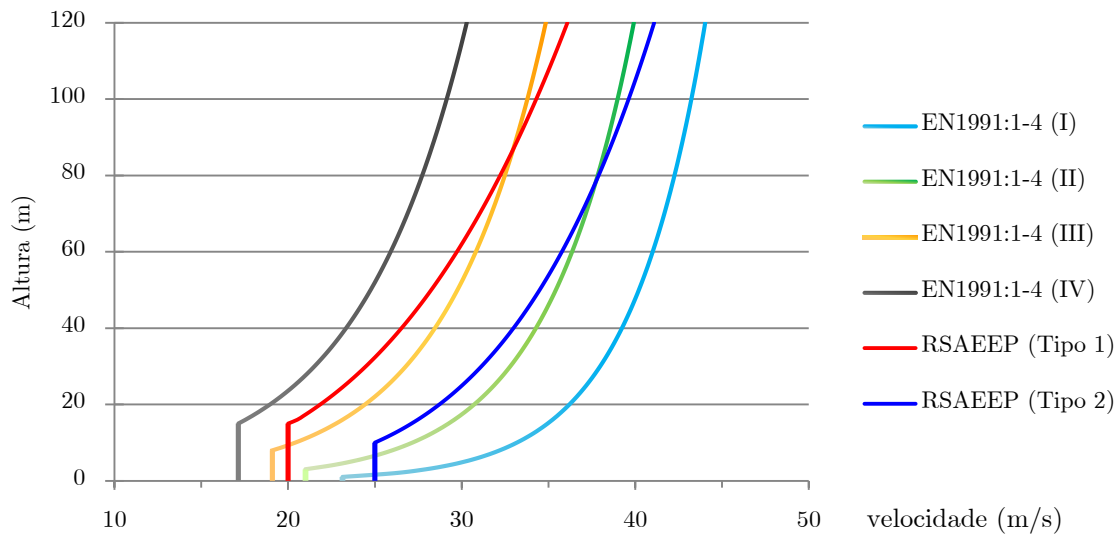


Figura 4.11 – Perfis de velocidade média do vento para a zona A

A componente turbulenta do vento também assume um aspeto relevante e diferenciador na quantificação da ação do vento entre os dois regulamentos.

Com efeito, o RSA é bastante omissivo relativamente a este parâmetro e remete para bibliografia especializada, contabilizando a turbulência do vento apenas com a adição de uma parcela de valor constante de 14 m/s. Ao contrário deste, o EC 1 contabiliza o carácter turbulento do vento através do valor da intensidade de turbulência, tomando esta diferentes valores em função da altura e da categoria de terreno.

Considerando a equação 4.16, apresenta-se na Figura 4.12 a definição em altura da intensidade de turbulência para a zona A em função das categorias de terreno.

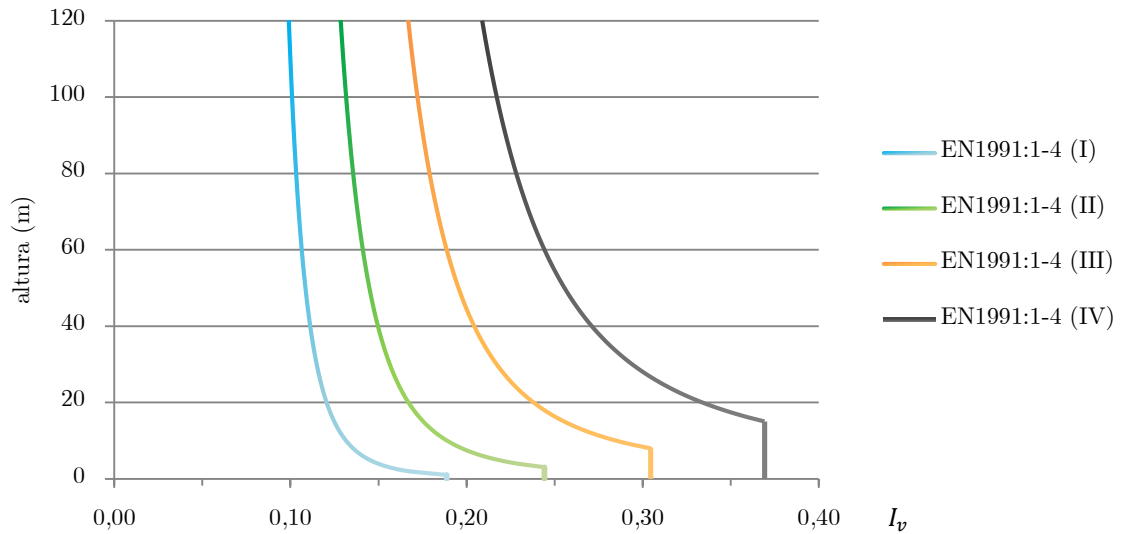


Figura 4.12 – Perfis de Intensidade de turbulência de acordo com a EN1991:1-4

Somando a componente da velocidade média e a componente turbulenta, em função da metodologia proposta pelo RSA e pelo EC 1, é obtida a pressão dinâmica do vento. Aplicando as equações inerentes a cada regulamento para o cálculo da pressão dinâmica, apresentam-se na Figura 4.13 as diferenças na evolução em altura da pressão dinâmica do vento para a zona A em função da rugosidade do terreno.

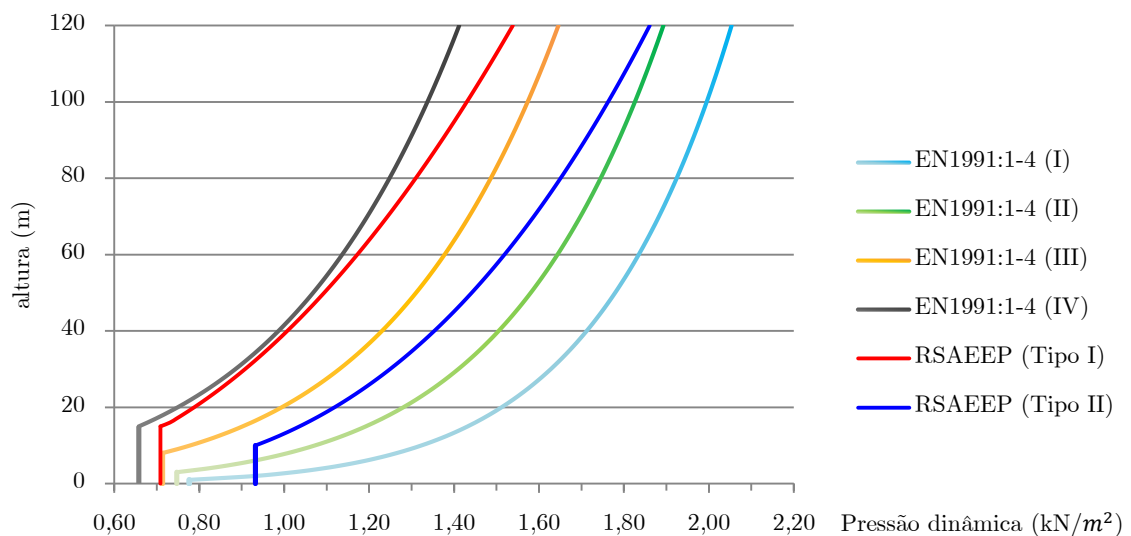


Figura 4.13 – Perfis de pressão dinâmica do vento para a zona A

Concentrando a análise em EC 1, este tem em consideração os efeitos dinâmicos das estruturas através da introdução de um coeficiente estrutural e apresenta abordagens de cálculo simplificadas para cobrir a resposta aeroelástica. O regulamento português não fornece indicações neste sentido, limitando apenas a sua aplicação a estruturas com frequências fundamentais de vibração inferiores a 0,50 Hz.

Outro parâmetro relevante prende-se com os estados limites de utilização. Contrariamente ao RSA, o EC 1 permite estimar os deslocamentos máximos e acelerações na direção do vento.

Em termos práticos e como exemplo esquemático ilustrado na Figura 4.14, considerando um edifício alto com secção retangular em planta de 15x15 m² e 50 m de altura inserido num meio urbano (Zona A), é possível avaliar de forma genérica a evolução da pressão estática equivalente ao vento determinada pelas metodologias de cada regulamento. Assim, assumindo um coeficiente de pressão interior igual a zero e através dos coeficientes de pressão exteriores inerentes a cada regulamento, determinam-se as pressões exercidas normalmente às fachadas de barlavento e sotavento.

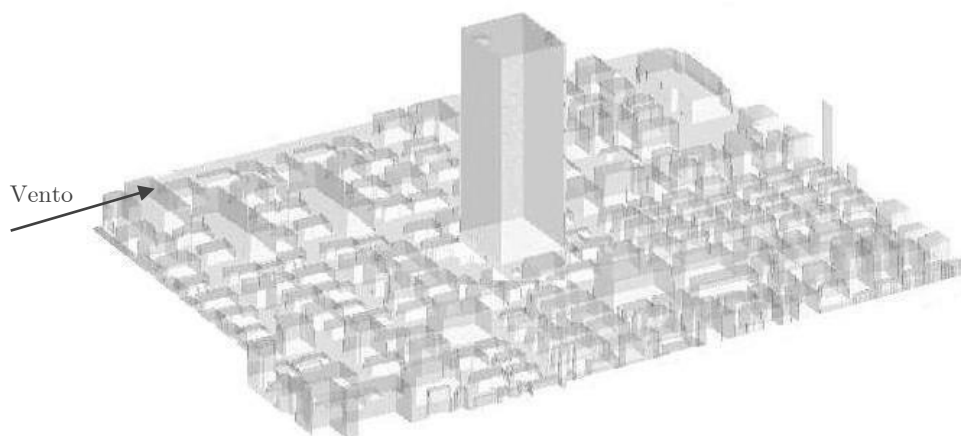


Figura 4.14 – Esquema de implantação de um edifício alto numa zona urbana (adaptado de [51])

Perante o RSA, para um edifício com esta configuração obtém-se um coeficiente de pressão exterior de +0,80 para a fachada de barlavento e um coeficiente de -0,25 para a fachada de sotavento. No caso do EC 1, também se obtém-se um coeficiente de pressão exterior de +0,80 para a fachada de barlavento e para a fachada de sotavento obtém-se por interpolação um coeficiente de pressão no valor de -0,62.

Aplicando os perfis de pressão dinâmica correspondentes a cada regulamento multiplicados pelos coeficientes de pressão, em função das respetivas alturas de referência, apresentam-se na Figura 4.15 os diagramas de pressões estáticas exteriores para as respetivas fachadas do edifício.

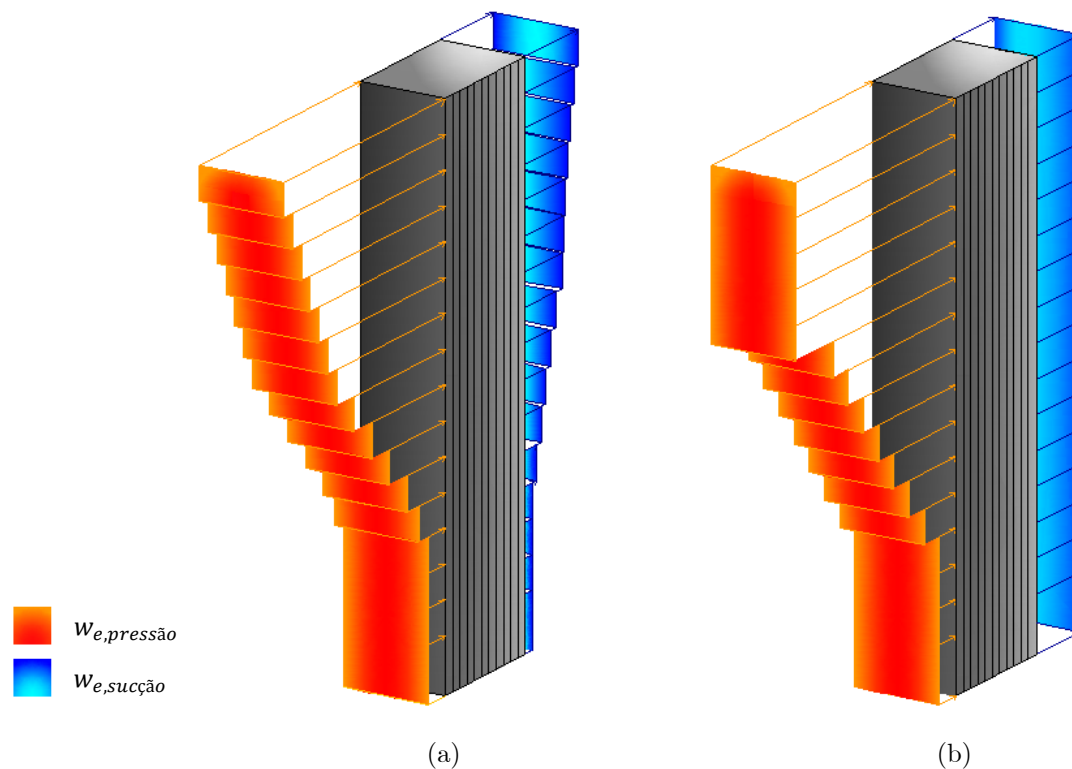


Figura 4.15 – Diagrama de pressões exteriores para as fachadas de barlavento e sotavento:
a)RSA e b) EN1991:1-4

Pela Figura 4.15 conclui-se que a resultante da soma vetorial das pressões exteriores obtidas por aplicação do EC 1 será genericamente superior à obtida por aplicação do regulamento português. Esta diferença pode ser explicada sobretudo pelos correspondentes diagramas de pressão e essencialmente pelos diferentes coeficientes de pressão determinados para a fachada de sotavento por cada um dos regulamentos.

Assim, por tudo o que foi descrito acerca dos dois regulamentos considerados, conclui-se que a adoção do EC 1 e da sua metodologia para quantificação da ação do vento representa uma evolução considerável, não só quantitativa mas sobretudo qualitativa, face à metodologia preconizada no RSA.

5. Modelação numérica 3D

5.1. Introdução

De forma a comparar a evolução da resposta de um edifício alto à ação do vento, em função da sua secção geométrica em planta, pela aplicabilidade das metodologias de cálculo estático segundo os regulamentos e pela aplicação de uma metodologia dinâmica, apresenta-se neste capítulo uma descrição de 3 edifícios altos considerados para o caso de estudo e a forma como estes foram simulados numericamente. Para o efeito, os edifícios altos foram assumidos como tendo uma ocupação do tipo habitacional, com fachadas envidraçadas e inseridos em meio urbano.

Após a modelação numérica dos 3 edifícios no software de cálculo automático Autodesk® RobotTM Structural Analysis Professional 2014, foram analisadas as suas características dinâmicas de forma a validar um comportamento estrutural semelhante entre eles.

Relativamente à ação do vento, numa primeira fase tecem-se algumas considerações sobre o modo como foi realizada a sua quantificação estática de acordo com os regulamentos apresentados e, por outro lado, numa segunda fase aborda-se o modo como foi modelada a natureza dinâmica do vento como ação para obtenção das respostas dos edifícios.

5.2. Caracterização estrutural dos edifícios

Os 3 edifícios altos tipo considerados têm uma secção geométrica em planta diferente, o edifício A possui uma secção quadrangular de 17x17 m², o B tem uma secção em planta aproximada da anterior mas com cantos arredondados (raio=2,0 m) e o edifício C tem uma secção circular com um diâmetro de 19,20 m.

No entanto, todos eles têm várias características semelhantes, isto é, têm 70 m de altura, possuem uma área em planta com 289 m² e têm 23 pisos, sendo a distância entre o piso térreo e o primeiro piso de 4 m e entre os restantes igual a 3 m.

Do ponto de vista estrutural, os edifícios apresentam uma configuração tipo pórtico sendo materializados por elementos estruturais em betão armado. As lajes de piso são maciças unidirecionais e, com uma espessura de 20 cm, apoiam diretamente em vigas altas.

No centro de cada edifício existe um núcleo estrutural formado por paredes de betão armado com 25 cm de espessura que materializa a caixa de escadas e caixa de elevadores.

Os pilares são periféricos relativamente ao núcleo central e têm uma secção de 60x60 (cm) na base, variando a sua secção em altura conforme o Quadro 5.1.

As plantas estruturais dos 3 edifícios são apresentadas nas Figuras 5.1, 5.2 e 5.3. Já nas Figuras 5.4, 5.5 e 5.6 são apresentadas uma perspectiva isométrica e uma vista de pormenor.

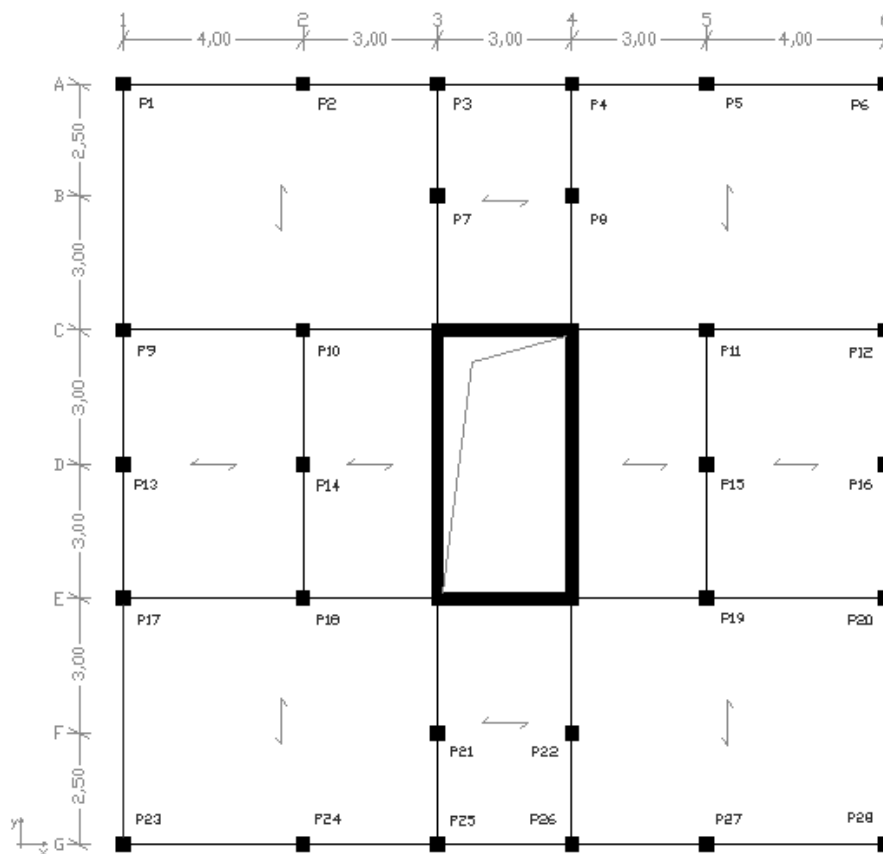


Figura 5.1 – Planta estrutural do edifício A

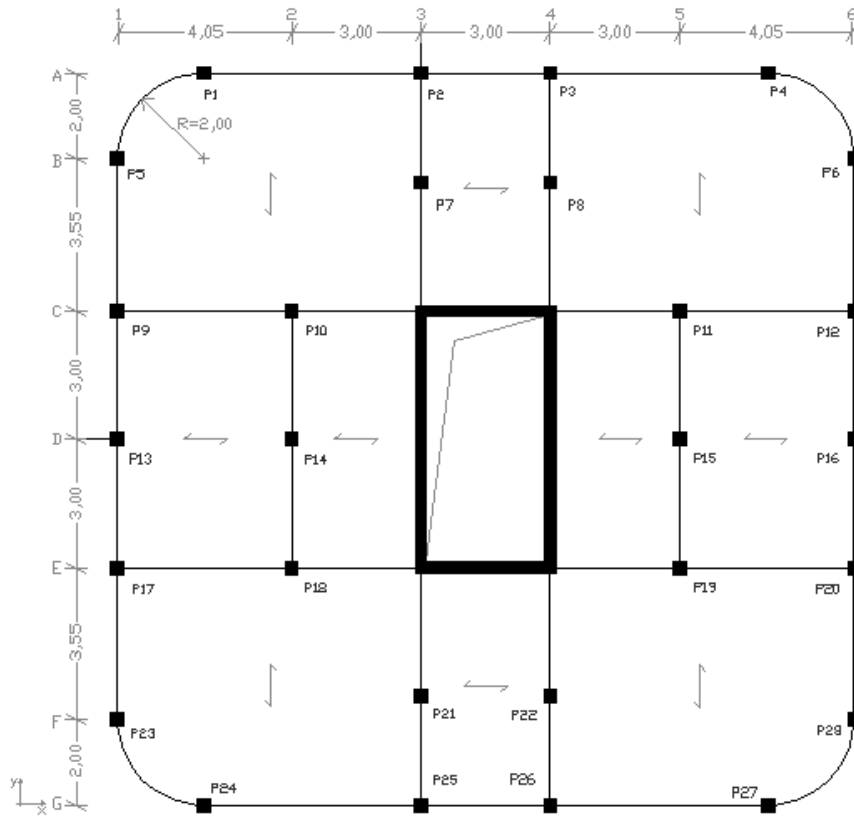


Figura 5.2 – Planta estrutural do edifício B

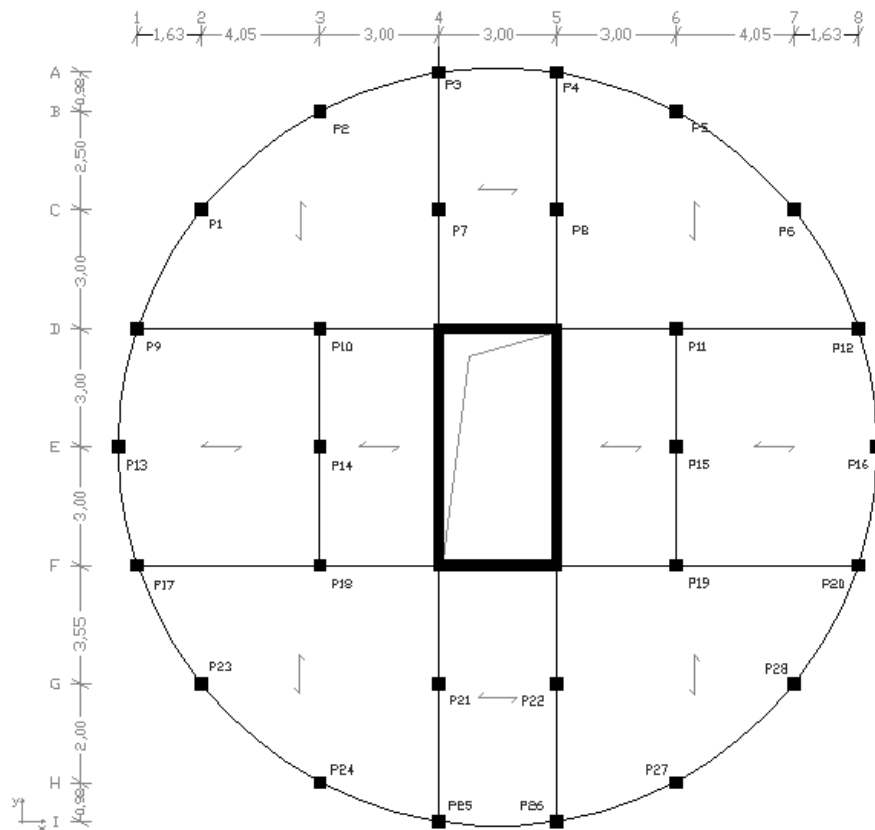


Figura 5.3 – Planta estrutural do edifício C

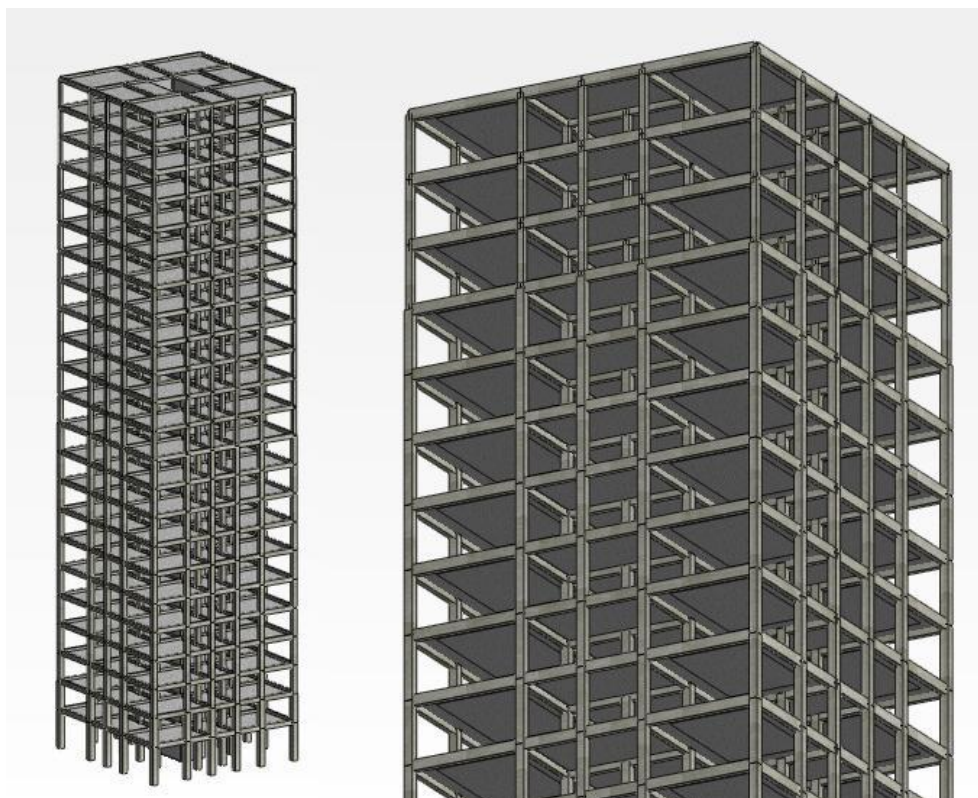


Figura 5.4 - Perspetiva isométrica e vista de pormenor da estrutura do edifício A

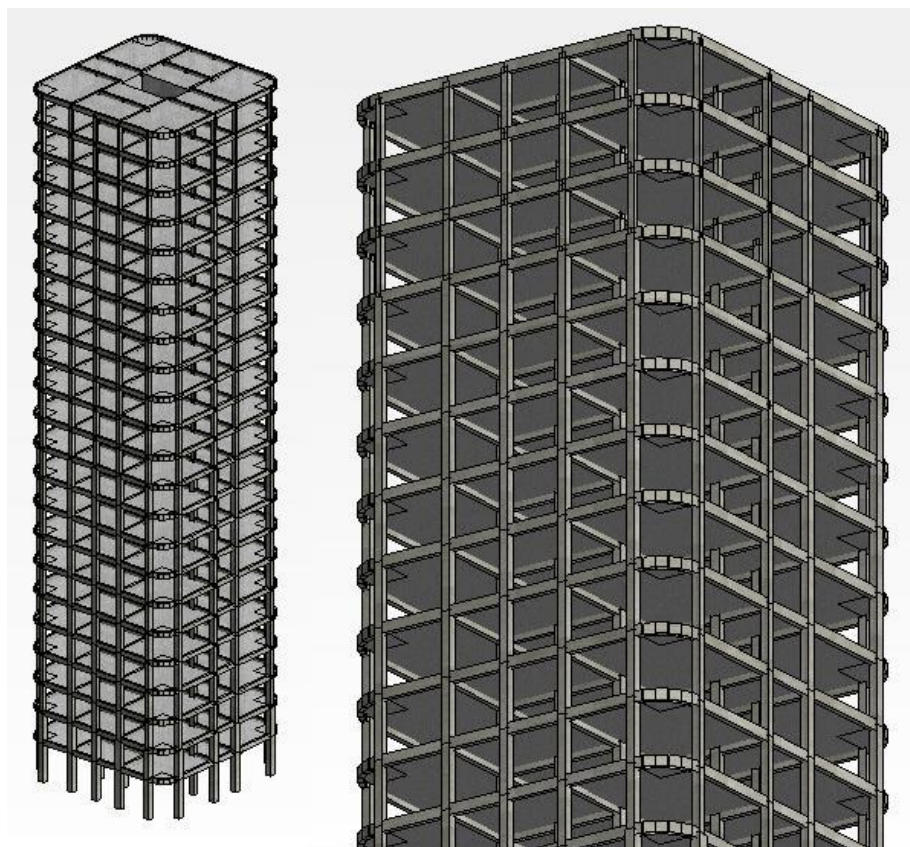


Figura 5.5 - Perspetiva isométrica e vista de pormenor da estrutura do edifício B

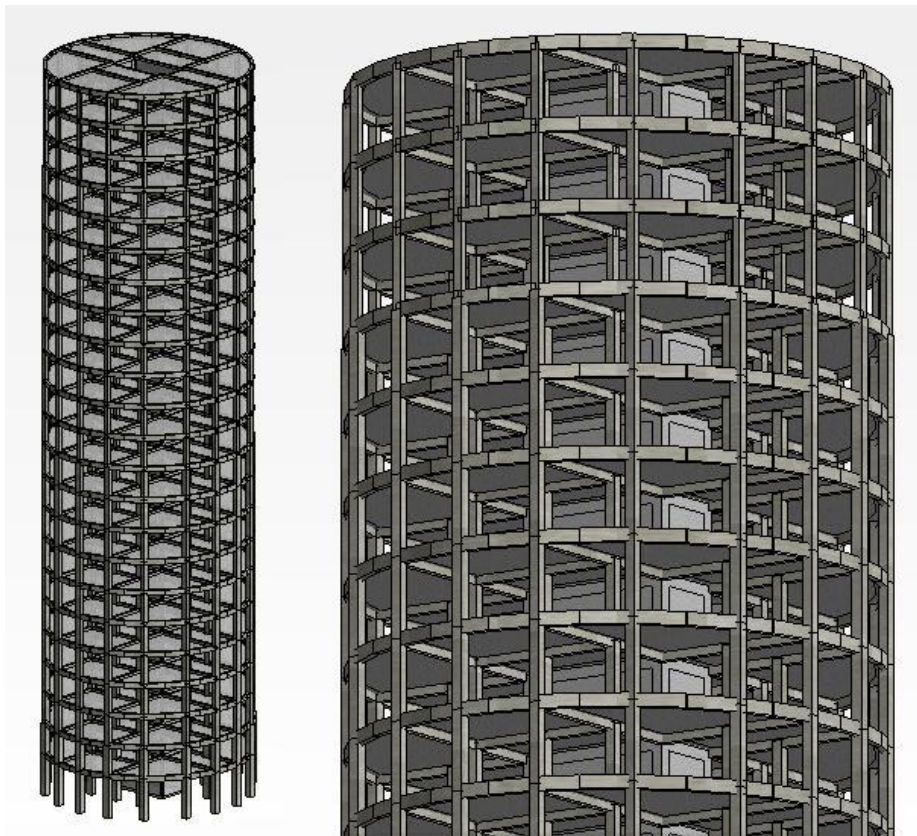


Figura 5.6 – Perspetiva isométrica e vista de pormenor da estrutura do edifício C

As secções dos pilares, das vigas e a espessura das paredes ao longo dos edifícios foram determinadas através de um pré-dimensionamento simplificado, conforme o Quadro 5.1.

Quadro 5.1 - Secções transversais dos pilares e das vigas e espessura das paredes

Andares	Pilares (cm ²)	Vigas (cm ²)	Paredes (cm)
1 e 2	60 x 60		
3 a 11	50 x 50		
12 a 20	40 x 40	25 x 50	25
21 a 23	30 x 30		

Na concepção dos elementos estruturais, foram utilizados como materiais o betão C30/37 e o aço S500. No Quadro 5.2 apresentam-se as suas principais propriedades.

Quadro 5.2 – Propriedades mecânicas e físicas dos materiais

Betão C30/37		Aço S500	
f_{ck} (Mpa)	30	f_{yk} (Mpa)	500
f_{cd} (Mpa)	20	f_{yd} (Mpa)	435
E (GPa)	33	E (GPa)	210
G (GPa)	13,3	G (GPa)	81
γ (kN/m ³)	25,0	γ (kN/m ³)	77,0

No que diz respeito às ações gravíticas que atuam nas estruturas, atendendo ao disposto na EN1991:1-1, além das cargas devidas ao peso próprio dos elementos estruturais, foram consideradas as cargas permanentes devidas à aplicação dos revestimentos e as cargas variáveis relativas às sobrecargas. De acordo com o Quadro 5.3, apresentam-se os valores característicos das cargas consideradas por piso.

Quadro 5.3 – Valores das cargas permanentes e variáveis

Pisos	Permanentes (kN/m ²)	Variáveis (kN/m ²)
1 a 22	2,10	2,00
23	2,50	3,00

5.3. Modelação estrutural dos edifícios

Com o objetivo de analisar as características dinâmicas dos 3 edifícios altos tipo, foram modelados no programa de cálculo automático Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional 2014 três modelos numéricos recorrendo aos elementos finitos para reproduzir o comportamento real dos edifícios considerados.

Em função da secção geométrica em planta, o modelo A foi definido para o edifício com secção quadrangular de 17x17 m, o modelo B para o edifício com secção de cantos arredondados e o modelo C para o edifício com secção circular de 19,2 m de diâmetro.

Em todos os modelos, no que à simulação dos pisos diz respeito, foram adotados elementos de casca com elementos finitos de 4 nós que simulam o funcionamento dos pisos como diafragmas rígidos (compatibilizando os deslocamentos nas direções x e y) e as transferências de carga foram consideradas como simplificadas e unilaterais.

Tendo em conta que as análises dinâmicas no domínio do tempo requerem grande esforço computacional e como não era objetivo do presente trabalho analisar as deformações ou tensões nos painéis ou elementos de casca horizontais, foram realizadas nos 3 modelos numéricos diversas análises auxiliares com o objetivo de determinar a maior dimensão possível a atribuir à malha de elementos finitos tendo um menor número de graus de liberdade sem comprometer o comportamento transversal dos modelos.

Desta forma, com as malhas de elementos finitos por piso representadas na Figura 5.7 para os 3 modelos, obtiveram-se modelos numéricos que apresentam um comportamento dinâmico semelhante aos mesmos modelos com uma malha de elementos finitos bastante refinada.

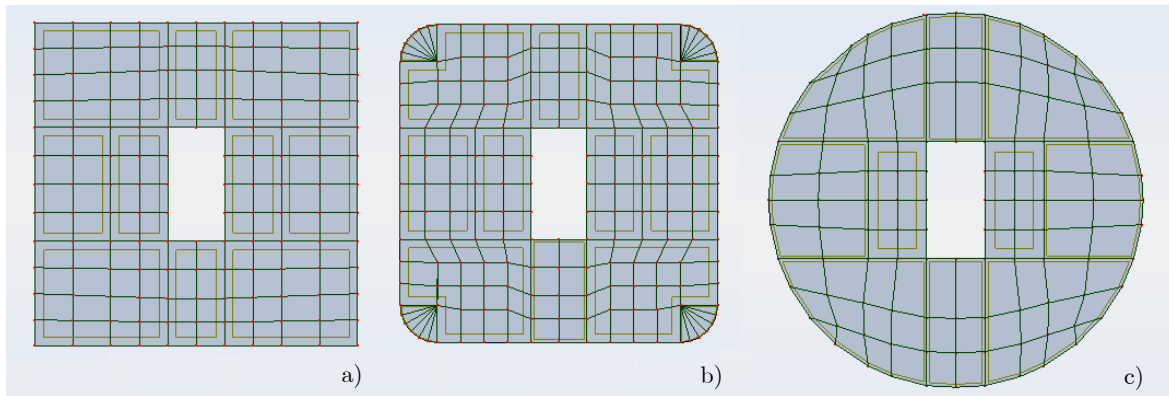


Figura 5.7 – Malhas de elementos finitos: a) Modelo A, b) Modelo B e c) Modelo C

As cargas verticais, permanentes e variáveis, foram convertidas para massa e adicionadas como massas dinâmicas com translação em xx e em yy . A sobrecarga sendo uma ação variável, foi considerado apenas 30% da sua massa total. Este valor corresponde ao coeficiente ψ_2 para a determinação do valor quase-permanente.

Como a análise da resposta à ação do vento se centra em cotas superiores, não foram consideradas modelações estruturais para níveis inferiores à base dos edifícios. Nesta perspetiva, foram considerados apoios com encastramento como ligações das estruturas ao exterior.

Na Figura 5.8 apresentam-se em perspetiva os 3 modelos tridimensionais desenvolvidos.

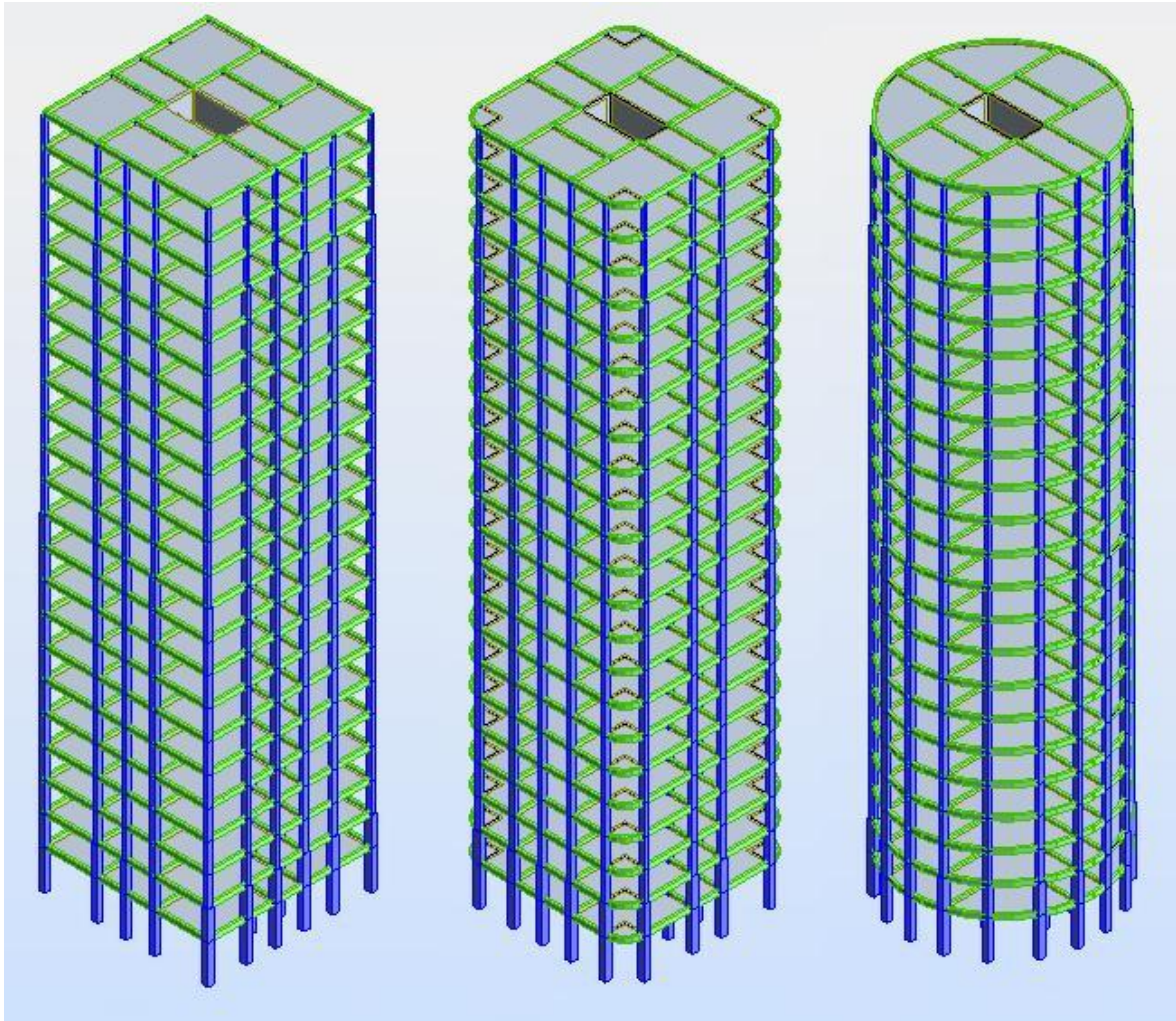


Figura 5.8 – Perspectiva dos modelos numéricos dos edifícios A, B e C

5.4. Comportamento dinâmico das estruturas

A simulação dos modelos numéricos no programa de cálculo automático permitiu analisar as características dinâmicas dos 3 edifícios altos.

Os resultados da análise modal são apresentados em termos dos valores das frequências naturais, períodos, participação de massa em cada direção e tipo de configuração modal para os 10 primeiros modos de vibração nos Quadros 5.4, 5.5 e 5.6 para o modelo A, modelo B e modelo C, respetivamente.

Quadro 5.4 – Resultados da análise modal para o modelo A

Modo de Vibração	Frequência (Hz)	Período (s)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Configuração Modal
1	0,52	1,93	68,94	0,00	1º Modo de Flexão (X)
2	0,63	1,58	68,94	66,64	1º Modo de Flexão (Y)
3	0,91	1,10	68,94	66,64	1º Modo de Torção
4	1,73	0,58	84,77	66,64	2º Modo de Flexão (X)
5	2,36	0,42	84,77	84,05	2º Modo de Flexão (Y)
6	2,61	0,38	84,77	84,05	2º Modo de Torção
7	3,59	0,28	90,36	84,05	3º Modo de Flexão (X)
8	4,39	0,23	90,36	84,05	3º Modo de Torção
9	5,25	0,19	90,36	90,29	3º Modo de Flexão (Y)
10	5,86	0,17	93,58	90,29	4º Modo de Flexão (X)

Quadro 5.5 – Resultados da análise modal para o modelo B

Modo de Vibração	Frequência (Hz)	Período (s)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Configuração Modal
1	0,51	1,98	69,06	0,00	1º Modo de Flexão (X)
2	0,63	1,58	69,06	66,40	1º Modo de Flexão (Y)
3	0,92	1,09	69,06	66,40	1º Modo de Torção
4	1,70	0,59	84,67	66,40	2º Modo de Flexão (X)
5	2,37	0,42	84,67	84,06	2º Modo de Flexão (Y)
6	2,65	0,38	84,67	84,06	2º Modo de Torção
7	3,54	0,28	90,32	84,06	3º Modo de Flexão (X)
8	4,46	0,22	90,32	84,06	3º Modo de Torção
9	5,28	0,19	90,32	90,30	3º Modo de Flexão (Y)
10	5,80	0,17	93,54	90,30	4º Modo de Flexão (X)

Quadro 5.6 – Resultados da análise modal para o modelo C

Modo de Vibração	Frequência (Hz)	Período (s)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Configuração Modal
1	0,52	1,94	68,87	0,00	1º Modo de Flexão (X)
2	0,63	1,58	68,87	66,53	1º Modo de Flexão (Y)
3	0,99	1,01	68,87	66,53	1º Modo de Torção
4	1,73	0,58	84,73	66,53	2º Modo de Flexão (X)
5	2,36	0,42	84,73	84,04	2º Modo de Flexão (Y)
6	2,81	0,36	84,73	84,04	2º Modo de Torção
7	3,58	0,28	90,34	84,04	3º Modo de Flexão (X)
8	4,68	0,21	90,34	84,04	3º Modo de Torção
9	5,24	0,19	90,34	90,29	3º Modo de Flexão (Y)
10	5,84	0,17	93,56	90,29	4º Modo de Flexão (X)

Na Figura 5.9 ilustram-se os primeiros modos de vibração de cada modelo e, como podemos constatar pelos quadros anteriores, os dois primeiros modos de vibração são modos predominantemente de flexão, segundo a direção x e direção y respetivamente, típicos dos edifícios altos.

Um dos critérios regulamentares dispostos em RSA refere que a metodologia de cálculo para determinação dos efeitos da ação do vento segundo o mesmo não deve ser aplicada a edifícios com frequências de vibração inferiores a 0,50 Hz.

Este critério surge justamente para limitar a aplicação da metodologia de cálculo relativamente às estruturas esbeltas ($h/d > 4$). Estes tipos de estruturas são de um modo geral flexíveis e, como referido anteriormente, nestas condições a aplicação da metodologia de cálculo de RSA não conduz a resultados satisfatórios para a determinação de esforços.

Assim, as frequências naturais dos 3 modelos com valores superiores a 0,50 Hz cumprem os requisitos recomendados pelo RSA.

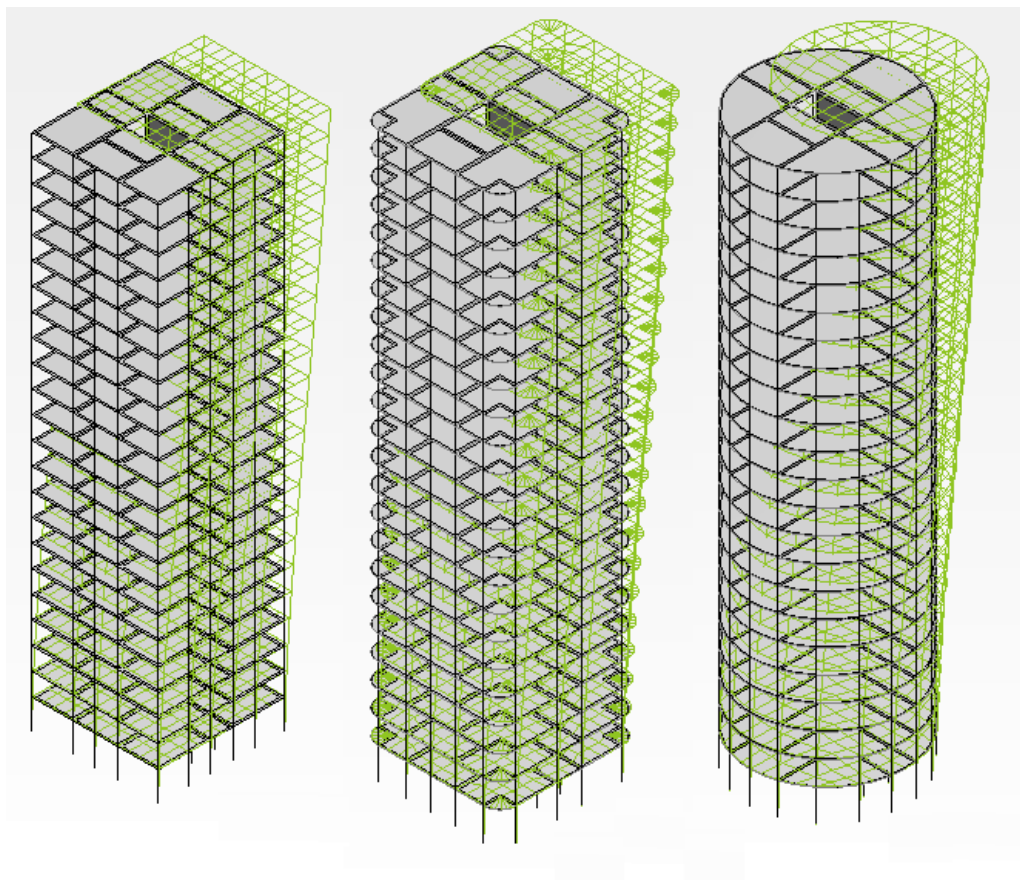


Figura 5.9 – 1º Modo de vibração do modelo A, B e C

Por outro lado, para o estudo da resposta dos 3 edifícios altos à ação do vento em função da sua secção geométrica em planta, é importante que eles tenham um comportamento dinâmico semelhante para que sejam comparáveis.

No Quadro 5.7 apresentam-se as variações em percentagem das frequências dos modelos B e C, assumindo como referência o modelo A.

Quadro 5.7 – Diferença em percentagem das frequências do modelo B e C relativamente ao modelo A

Modo de Vibração	Modelo A	Modelo B		Modelo C	
	Frequência (Hz)	Frequência (Hz)	Dif. (%)	Frequência (Hz)	Dif. (%)
1	0,52	0,51	-1,92	0,52	0,00
2	0,63	0,63	0,00	0,63	0,00
3	0,91	0,92	1,10	0,99	8,79
4	1,73	1,70	-1,73	1,73	0,00
5	2,36	2,37	0,42	2,36	0,00
6	2,61	2,65	1,53	2,81	7,66
7	3,59	3,54	-1,39	3,58	-0,28
8	4,39	4,46	1,59	4,68	6,61
9	5,25	5,28	0,57	5,24	-0,19
10	5,86	5,80	-1,02	5,84	-0,34

Como se pode constatar, à exceção dos modos de vibração por torção do modelo C, as diferenças obtidas das frequências entre os modelos são muito reduzidas.

Comparando a frequência fundamental de cada modelo, sendo este o parâmetro de maior influência numa análise dinâmica no domínio do tempo, constata-se que a diferença obtida é residual. Assim, dada a proximidade das frequências obtidas, assume-se que os 3 edifícios com secções geométricas diferentes em planta têm características e comportamento dinâmico semelhante.

5.5. Quantificação da ação estática do vento segundo os regulamentos

As metodologias de cálculo da ação do vento descritas em 4.2 e 4.3 foram aplicadas aos edifícios. Sendo assim, o vento foi considerado como atuante na direção do primeiro modo de vibração e perpendicularmente à fachada do edifício, a resposta estática deste foi estudada na direção da ação do vento.

Admitindo que os edifícios estão situados em meio urbano, no caso do RSA, considerou-se a sua localização na zona A e com rugosidade aerodinâmica do solo do tipo 1. No caso de EC 1 e de acordo com o seu Anexo Nacional, consideraram-se os edifícios localizados na zona A, com uma velocidade base igual a 27m/s e com rugosidade da categoria do terreno do tipo IV. Em ambos os casos, a orografia do terreno foi considerada desprezável e não foi contabilizado o efeito causado pela interferência no escoamento devido à presença de edifícios próximos.

As forças exercidas pelo vento nos edifícios em questão, segundo os dois regulamentos e ao longo das superfícies de barlavento e sotavento, foram determinadas através de coeficientes de força.

No caso de RSA, assumindo um perfil de pressões idêntico nas duas fachadas, a força resultante numa faixa de superfície compreendida entre dois pisos, a barlavento e sotavento, é igual ao produto entre as pressões dinâmicas e a área de cada faixa.

Concentrando a análise no EC 1, como o edifício tem uma altura superior a duas vezes a sua largura, o perfil de distribuição de pressões dinâmicas para as fachadas de barlavento e sotavento é definido de acordo com a Figura 4.8. A força resultante é calculada de forma análoga à efetuada no RSA.

No Quadro 5.8 apresentam-se, para os 3 edifícios, os principais parâmetros usados no cálculo dos coeficientes de força em função das suas secções geométricas em planta e também de acordo com os regulamentos considerados.

Quadro 5.8 – Parâmetros e valores dos coeficientes de força

Parâmetros	Modelo A		Modelo B		Modelo C	
	EN1991:1-4	RSA	EN1991:1-4	RSA	EN1991:1-4	RSA
Tipo de Superfície	Vidro	Lisa	Vidro	-	Vidro	Lisa
$d\sqrt{w}$	-	Qualquer	-	-	-	> 0,15
Esbelteza da Construção	8,23	4,12	8,23	-	7,29	3,65
$C_{f,0}$	2,10	-	2,10	-	0,87	-
Ψ_r	0,00	-	0,70	-	-	-
Ψ_λ	0,69	-	0,69	-	0,68	-
C_f	1,45	1,36	1,00	-	0,60	0,50

Relativamente ao edifício de cantos arredondados, como o RSA não contempla a sua configuração geométrica em planta, não é possível obter um coeficiente de força para este. Deste modo, não é possível estabelecer para o modelo B uma comparação entre os dois regulamentos.

Ainda no que respeita a EC 1, o cálculo dos parâmetros para determinação dos coeficientes estruturais $c_s c_d$ foi realizado de acordo com o procedimento indicado no seu Anexo B e são apresentados no Quadro 5.9. Importa aqui realçar que os valores considerados para as frequências fundamentais de vibração na direção do vento foram as obtidos nas análises modais realizadas no programa de cálculo automático e não as estimadas pela equação 4.26, utilizada para determinação da frequência fundamental teórica.

Quadro 5.9 – Parâmetros e valores dos coeficientes estruturais

Anexo B – Procedimento 1 para a determinação do coeficiente estrutural $C_s C_d$			
Parâmetros	Modelo A	Modelo B	Modelo C
$n_{1,x}$	0,52	0,51	0,52
$L(z_s)$	105,440	105,440	105,440
$f_L(z_s, n_{1,x})$	2,319	2,274	2,319
$S_L(z_s, n_{1,x})$	0,076	0,076	0,076
R_h	0,131	0,134	0,131
R_b	0,418	0,422	0,385
δ	0,107	0,105	0,103
B^2	0,560	0,560	0,550
R^2	0,192	0,203	0,183
v	0,260	0,260	0,260
k_p	3,370	3,370	3,370
$C_s C_d$	0,90	0,90	0,89

Após o cálculo dos parâmetros referentes a cada regulamento, obtiveram-se as respectivas forças resultantes ao nível de cada piso em função de cada edifício. Estas foram introduzidas nos modelos numéricos e realizaram-se análises estáticas para determinar os esforços e deslocamentos ao nível de cada piso.

5.6. Modelação do vento como ação dinâmica

Sendo o vento um fenómeno de natureza dinâmica, associado às flutuações da sua velocidade no tempo, interessa assim analisar de uma forma mais precisa a resposta de edifícios altos às forças dinâmicas induzidas por este ao longo do tempo.

Com o intuito de analisar a resposta dos 3 edifícios foi adotada uma abordagem no domínio do tempo, baseada na geração artificial de séries temporais de vento que permitiram posteriormente calcular as respetivas forças aerodinâmicas e consequentemente a resposta dos 3 modelos numéricos.

5.6.1. Séries temporais de vento

As séries temporais de vento foram geradas artificialmente segundo o método de sobreposição de harmónicos propostos por Deodatis (1996), descrito e usado por Bastos (2011) [5]. Este foi implementado automaticamente em MATLAB tendo como base o procedimento associado ao método de Shinozuka.

Considerando que uma análise no domínio do tempo é, por vezes, complexa e de difícil implementação, para ter em conta a variabilidade da componente flutuante da velocidade do vento no tempo e também no espaço, foi gerado um conjunto de séries para 23 pontos coincidentes com as cotas dos pisos dos edifícios (Figura 5.10).

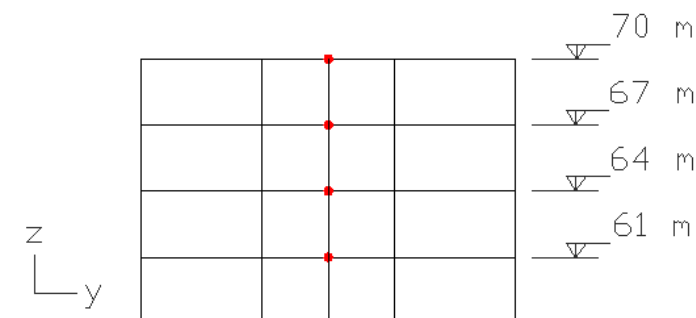


Figura 5.10 – Exemplo de localização dos pontos para geração das séries temporais de vento

Nestas condições, para a geração das séries é necessário a definição de vários parâmetros de entrada que foram definidos de acordo com a norma EN1991:1-4. Assim, para um terreno de categoria IV, situado numa Zona A (v_b igual a 27 m/s), foram calculadas as velocidades médias para os 23 pontos e o desvio padrão, σ_v , constante e com um valor igual a 6,33.

Por outro lado, para ter em consideração a distribuição da energia do vento segundo a função de densidade espectral de potência adimensional definida pelo EC 1 (equação 4.29), houve necessidade de ajustar à função de densidade espectral de potência adimensional de von Karman (equação 2.21). Esta situação ocorre porque no método de Deodatis implementado em MATLAB é o espectro do vento de von Karman que define as propriedades dinâmicas do vento para geração de séries.

Através da equação 4.32, que define as escalas de turbulência $L(z)$, foi definida a função de densidade espectral de potência adimensional $S_L(z, n)$ do EC 1. Para a função de densidade espectral de potência adimensional de von Karman, as escalas de turbulência foram ajustadas iterativamente para que a densidade espectral $S_v(z, n)$, do EC 1 e de von Karman, fossem coincidentes no intervalo de frequências $[0,10; 5,0]$ (Hz), como representado na Figura 5.11.

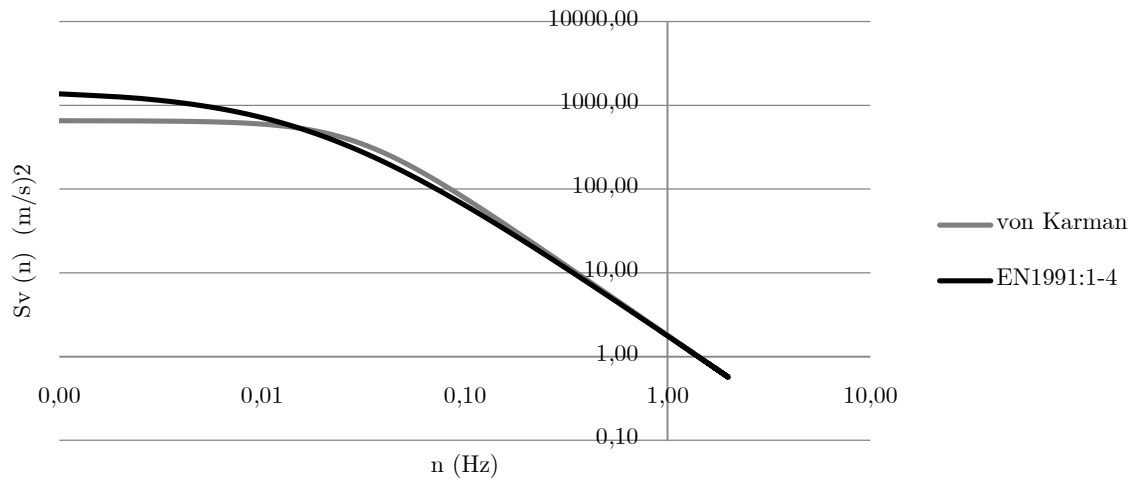


Figura 5.11 – Exemplo de ajuste da densidade espectral $S_v(n)$ entre von Karman e o EC 1 para o ponto à cota 70 m

Posto isto, as séries temporais foram geradas para um intervalo de 819,2 segundos divididos em 8192 intervalos de tempo ($\Delta t = 0,10$ s), resultando da sobreposição de 4096 harmónicas. Assim, cada série tem uma resolução de 0,001221 Hz, varrendo uma gama de frequências de 0 a 5 Hz.

A título de exemplo, apresentam-se nas Figuras 5.12, 5.13 e 5.14 as séries temporais das flutuações da velocidade do vento para as cotas 40 m, 55 m e 70 m, respetivamente.

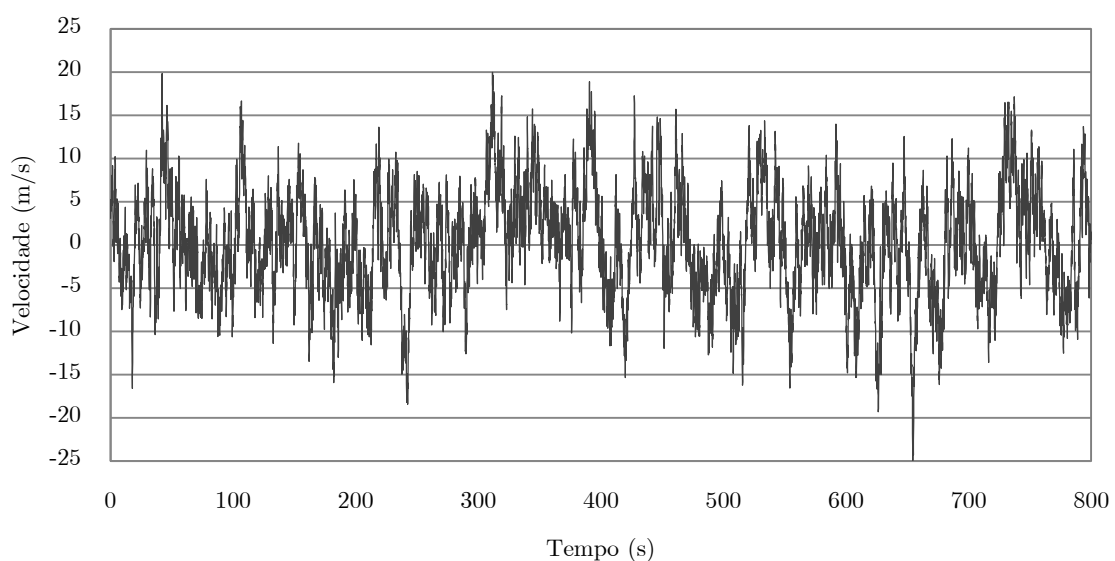


Figura 5.12 - Série temporal de flutuações da velocidade do vento no ponto à cota 40 m

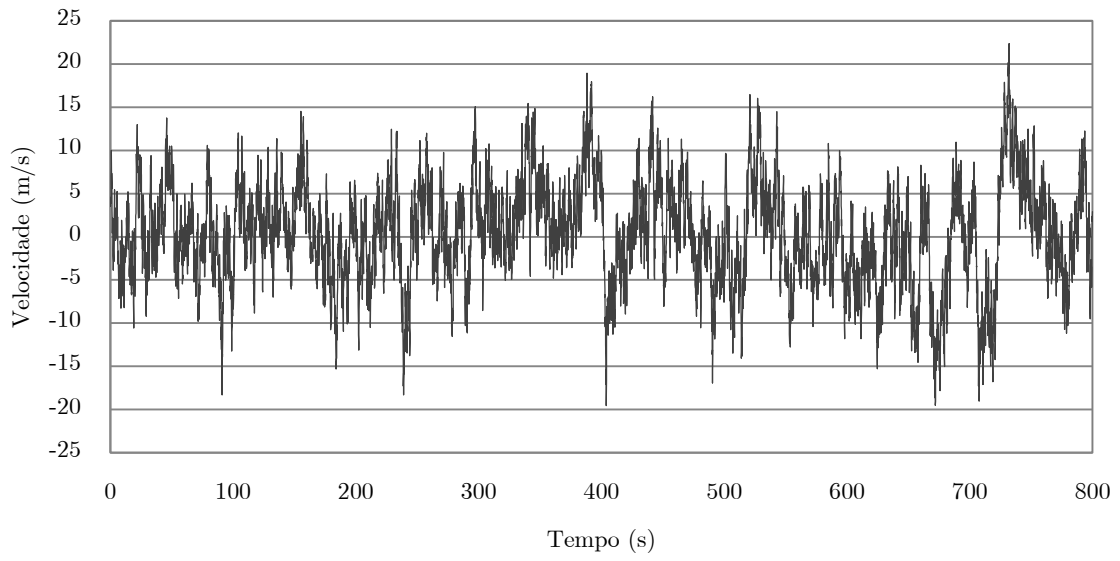


Figura 5.13 - Série temporal de flutuações da velocidade do vento no ponto à cota 55 m

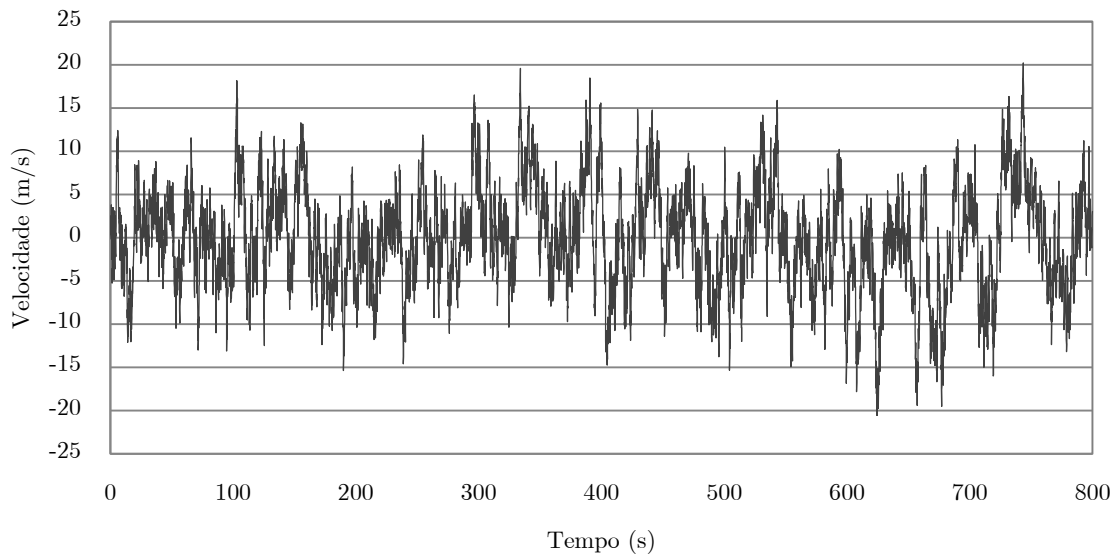


Figura 5.14 - Série temporal de flutuações da velocidade do vento no ponto à cota 70 m

5.6.2. Séries temporais de forças aerodinâmicas

Para simular o vento como uma ação dinâmica é necessário calcular as respectivas forças aerodinâmicas que foram obtidas recorrendo à equação 3.11, apresentada na secção 3.2.1.

$$F(t) = \frac{1}{2} \rho_{ar} \cdot C_D \cdot A \cdot \bar{U}^2 + \rho_{ar} \cdot C_D \cdot A \cdot \bar{U} \cdot u(t) - \rho_{ar} \cdot C_D \cdot A \cdot \bar{U} \cdot \dot{x}(t) \quad (3.11)$$

Como foi dito anteriormente, esta força engloba três componentes que representam a força de arrasto associada à velocidade média do vento, a força de arrasto associada à flutuação do vento e uma força de amortecimento aerodinâmico associada às oscilações da própria estrutura.

Assim, partindo da componente que representa a força de arrasto associada à flutuação do vento e das séries temporais obtidas anteriormente, foram calculadas as séries temporais de forças que representam o vento como uma ação dinâmica.

Antes de as introduzir nos respetivos modelos numéricos, as forças foram afetadas por uma função representada na Figura 5.15, de forma a modelar o início e o término das séries temporais. Desta forma, a fase inicial e a fase final de excitação dinâmica são suavizadas e garante-se entre os 100 e 700 segundos uma análise para um tempo de atuação de 10 minutos, de acordo com a EN1991:1-4.

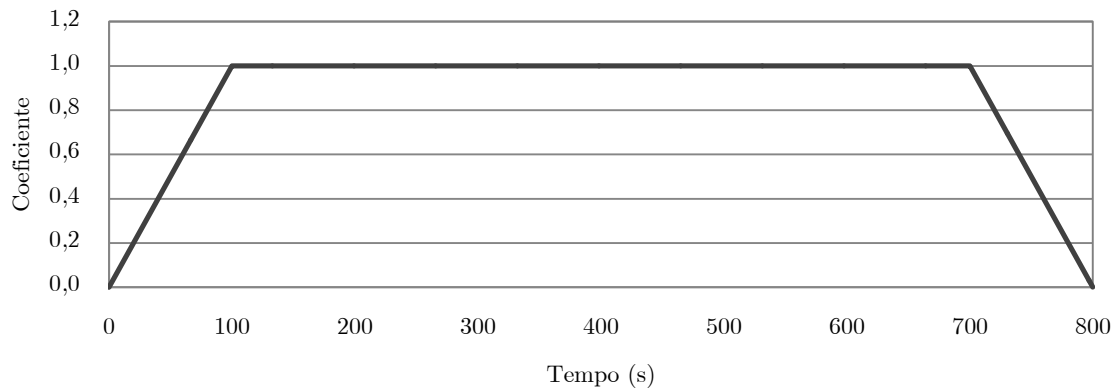


Figura 5.15 – Função modeladora de início e término das séries temporais de forças

Como exemplo, apresenta-se na Figura 5.16 uma série temporal de forças para o ponto à cota 70 m do edifício com secção geométrica quadrangular em planta, neste caso, correspondendo ao último piso deste.

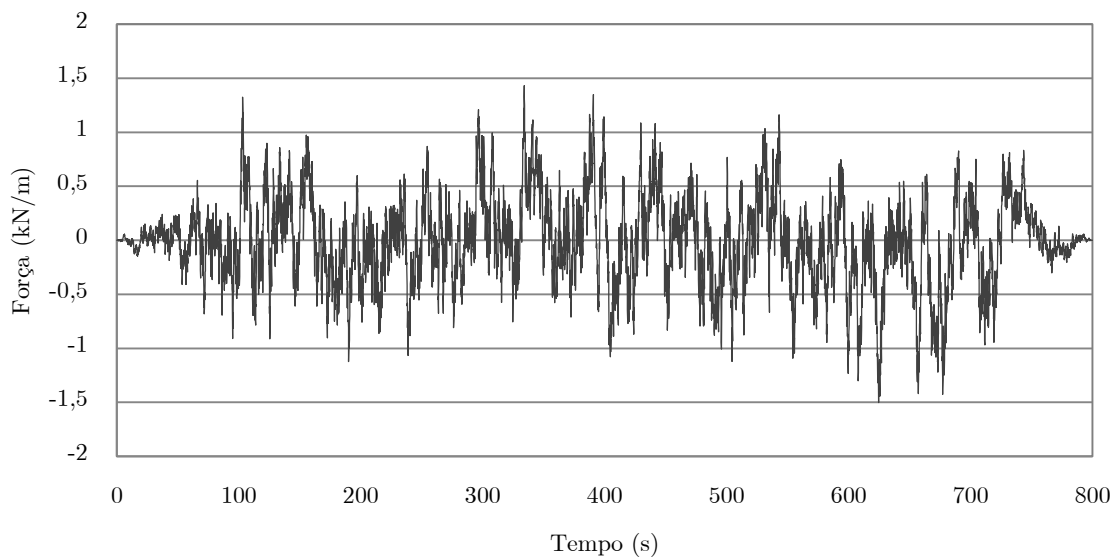


Figura 5.16 – Série temporal de forças para o ponto à cota 70 m do edifício com secção geométrica quadrangular em planta.

5.6.3. Método de cálculo para a resposta dinâmica

Após a introdução em cada modelo numérico das respectivas séries temporais de forças, a resposta dinâmica dos 3 edifícios altos foi obtida pelo método de sobreposição modal.

O método de sobreposição modal consiste na transformação das equações de movimento a partir de um conjunto de N equações diferenciais simultâneas para um conjunto de N equações independentes. Esta passagem deve-se à transformação dos deslocamentos de coordenadas geométricas para coordenadas modais.

As equações são resolvidas para a resposta de cada um dos modos de vibração e a resposta total do sistema é obtida pela sobreposição das soluções individuais [44].

Assim, segundo a equação 5.1, pelo produto da matriz dos modos de vibração Φ com o vetor das amplitudes modais Y obtêm-se o deslocamento total x .

$$x = \sum_{i=1}^N \phi_i y_i = \Phi Y \quad (5.1)$$

Recuperando a equação de equilíbrio dinâmico, sabendo que Φ é constante ao longo do tempo, para um sistema amortecido esta é dada pela equação 5.2.

$$M\Phi\ddot{Y}(t) + C\Phi\dot{Y}(t) + K\Phi Y(t) = F(t) \quad (5.2)$$

Em que M , C e K são as matrizes de massa, de amortecimento e rigidez, respetivamente.

Multiplicando todos os termos da equação anterior por Φ^T e atendendo às condições de ortogonalidade dos modos de vibração, a equação 5.2 é dada na sua forma desligada para o n -ésimo modo de vibração segundo a equação 5.3 [36].

$$m_n \ddot{y}(t) + c_n \dot{y}(t) + k_n y(t) = F_n(t) \quad (5.3)$$

Onde \ddot{y}_n , \dot{y}_n e y_n representam a aceleração, velocidade e deslocamento generalizados, c_n o coeficiente de amortecimento, F_n a força modal e m_n a massa modal do n-ésimo modo de vibração.

Tal como para um oscilador de um grau de liberdade, o coeficiente de amortecimento do n-ésimo modo de vibração é dado pela equação 5.4. O método apresenta ainda como vantagem o facto de permitir a definição do coeficiente de amortecimento estrutural para cada modo de vibração da estrutura. Requer, no entanto, a determinação à priori das frequências próprias da estrutura.

$$c_n = 2 \xi_n m_n w_n \quad (5.4)$$

Assim, dividindo ambos os termos da equação 5.3 por m_n , obtém-se uma equação de equilíbrio dinâmico (equação 5.5) idêntica à obtida para um oscilador independente de um grau de liberdade.

$$\ddot{y}(t) + \xi_n 2 w_n \dot{y}(t) + w_n^2 y(t) = \frac{F_n(t)}{m_n} \quad (5.5)$$

Através da equação anterior para o n-ésimo modo de vibração, obtêm-se os valores das amplitudes modais e somando o contributo dos vários modos calculam-se os deslocamentos totais de acordo com a equação 5.1, apresentada agora na equação 5.6 em função de y_n .

$$x(t) = \phi_1 \cdot y_1(t) + \phi_2 \cdot y_2(t) + \dots + \phi_n \cdot y_n(t) \quad (5.6)$$

Considerando os resultados de análise modal presentes nos Quadros 5.4, 5.5 e 5.6, para a obtenção da resposta dinâmica de acordo com este método foram considerados apenas 9 modos de vibração. Este é o número mínimo de modos que cobre pelo menos uma gama de frequências de 0 a 5 Hz.

Por outro lado, não sendo este o âmbito da norma EN1998:1, mas tendo em conta uma premissa disposta, esta determina que devem ser contabilizados todos os modos de vibração que mobilizem pelo menos 90% da massa total da estrutura [10]. Posto isto, também se constata que o número mínimo de modos de vibração a considerar para cumprir esta premissa são 9.

5.6.4. Cálculo do amortecimento total

Para o cálculo do amortecimento total, representando este a soma do amortecimento estrutural com o amortecimento aerodinâmico, foram seguidas as definições dadas no Anexo F do EC 1. Assim, pela consulta deste anexo, obtém-se um valor de 0,10 para o decremento logarítmico de amortecimento estrutural de edifícios de betão armado e para o cálculo do decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico para cada edifício usou-se a expressão F.18, representada aqui pela equação 5.7.

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} \quad (5.7)$$

O cálculo do decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico é obtido em função de uma altura de referência z_s considerada para a determinação do coeficiente estrutural $c_s c_d$. Os termos n_1 e m_e representam, respetivamente, a frequência do modo fundamental de vibração e a massa equivalente por unidade de comprimento.

Segundo o EC 1, sendo este decremento estimado para o modo fundamental de vibração e para as vibrações na direção do vento, optou-se por estimar da mesma forma os restantes decrementos relativos a modos de vibração superiores. Esta opção foi tida em conta considerando que, no caso de uma estrutura excitada dinamicamente pelo vento, o modo fundamental de vibração é o que apresenta maior contributo para a resposta dinâmica e em comparação com este, os modos superiores apresentam um contributo bastante inferior.

O coeficiente de amortecimento é obtido pela equação 5.8 e nos Quadros 5.10, 5.11 e 5.12 apresentam-se os coeficientes de amortecimento total obtidos para o edifício com secção geométrica em planta quadrangular, com cantos arredondados e com secção circular, respetivamente.

$$\delta = 2\pi\xi \tag{5.8}$$

5.10 - Coeficientes de amortecimento total para o edifício quadrangular (Modelo A)

Modos de Vibração	δ_a	ξ_a	δ_s	ξ_s	δ_{total}	ξ_{total}
1	0,013364	0,002127	0,10	0,015915	0,113364	0,018042
2	0,011582	0,001843	0,10	0,015915	0,111582	0,017759
3	0,009025	0,001436	0,10	0,015915	0,109025	0,017352
4	0,004017	0,000639	0,10	0,015915	0,104017	0,016555
5	0,003202	0,000510	0,10	0,015915	0,103202	0,016425
6	0,003130	0,000498	0,10	0,015915	0,103130	0,016414
7	0,002014	0,000321	0,10	0,015915	0,102014	0,016236
8	0,001791	0,000285	0,10	0,015915	0,101791	0,016201
9	0,001472	0,000234	0,10	0,015915	0,101472	0,016150

5.11 – Coeficientes de amortecimento total para o edifício com cantos arredondados (Modelo B)

Modos de Vibração	δ_a	ξ_a	δ_s	ξ_s	δ_{total}	ξ_{total}
1	0,009217	0,001467	0,10	0,015915	0,109217	0,017382
2	0,007988	0,001271	0,10	0,015915	0,107988	0,017187
3	0,006224	0,000991	0,10	0,015915	0,106224	0,016906
4	0,002770	0,000441	0,10	0,015915	0,102770	0,016356
5	0,002209	0,000352	0,10	0,015915	0,102209	0,016267
6	0,002159	0,000344	0,10	0,015915	0,102159	0,016259
7	0,001389	0,000221	0,10	0,015915	0,101389	0,016137
8	0,001235	0,000197	0,10	0,015915	0,101235	0,016112
9	0,001015	0,000162	0,10	0,015915	0,101015	0,016077

5.12 - Coeficientes de amortecimento total para o edifício circular (Modelo C)

Modos de Vibração	δ_a	ξ_a	δ_s	ξ_s	δ_{total}	ξ_{total}
1	0,005530	0,000880	0,10	0,015915	0,105530	0,016796
2	0,004793	0,000763	0,10	0,015915	0,104793	0,016678
3	0,003735	0,000594	0,10	0,015915	0,103735	0,016510
4	0,001662	0,000265	0,10	0,015915	0,101662	0,016180
5	0,001325	0,000211	0,10	0,015915	0,101325	0,016126
6	0,001295	0,000206	0,10	0,015915	0,101295	0,016122
7	0,000834	0,000133	0,10	0,015915	0,100834	0,016048
8	0,000741	0,000118	0,10	0,015915	0,100741	0,016033
9	0,000609	0,000097	0,10	0,015915	0,100609	0,016012

6. Análise de resultados

6.1. Introdução

Por aplicação das metodologias de quantificação estática da ação do vento nos modelos numéricos dos 3 edifícios, apresentam-se inicialmente neste capítulo os resultados obtidos para a resposta segundo os regulamentos considerados. De seguida, considerando a modelação do vento como ação dinâmica, apresentam-se os resultados obtidos para vários parâmetros de controlo da resposta dinâmica ao longo do tempo.

Posteriormente é feita uma análise comparativa dos resultados obtidos pela aplicação das metodologias estática e dinâmica da ação do vento e no final, como objetivo do presente trabalho, é realizada uma análise comparativa dos efeitos do vento em função da secção geométrica em planta dos 3 edifícios altos considerados.

6.2. Análise da resposta estática segundo os regulamentos

As duas metodologias de cálculo associadas ao RSA e ao EC1 foram aplicadas como descrito na secção 5.5 ao presente caso de estudo.

Através da análise estática realizada no programa de cálculo automático, obtiveram-se os esforços para os diversos elementos estruturais e os deslocamentos ao nível de cada piso em função dos modelos e da regulamentação utilizada. Antes de se expor estes resultados, apresentam-se nas Figuras 6.1 e 6.2 a evolução das forças de corte aplicadas e dos momentos fletores obtidos ao nível de cada piso, respetivamente. Estes dois parâmetros são apresentados para cada modelo e em função de cada regulamento.

No Quadro 6.1 estão resumidos os valores totais obtidos na base de cada modelo.

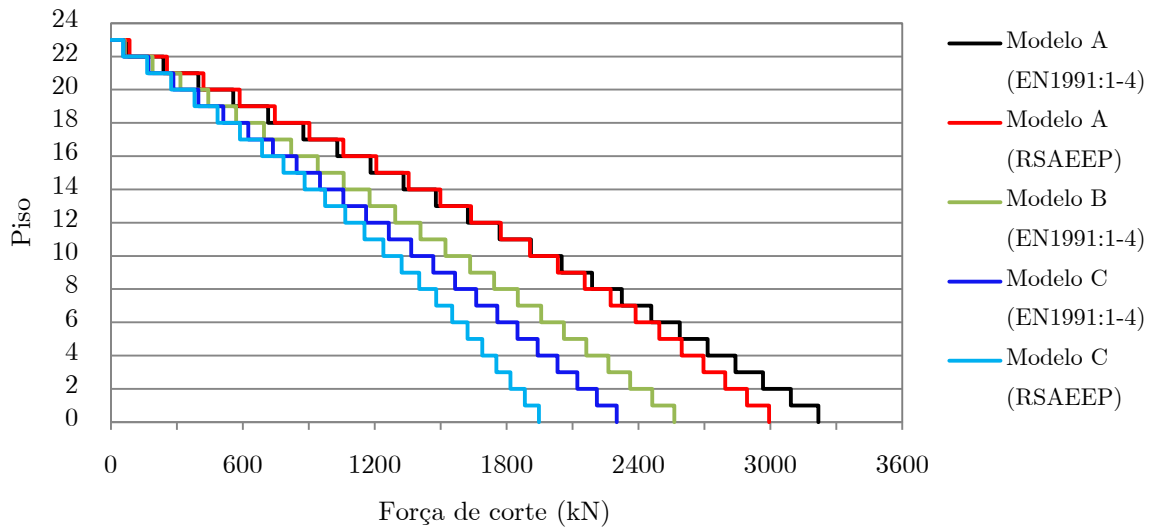


Figura 6.1 – Força de Corte ao nível de cada piso

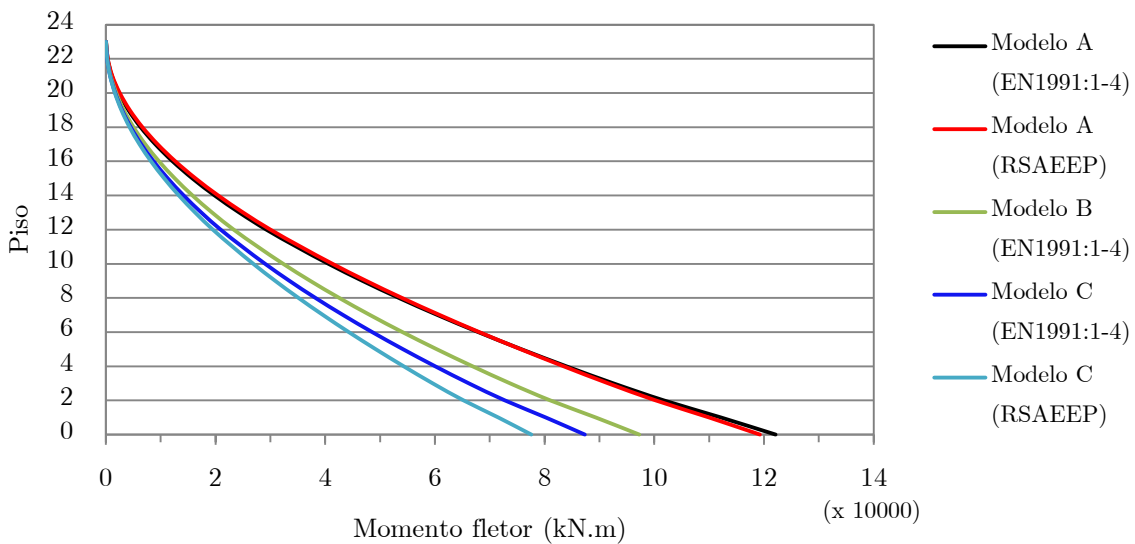


Figura 6.2 – Momento fletor ao nível de cada piso

Quadro 6.1 – Valores totais de forças de corte e momentos fletores na base de cada modelo

Parâmetro	Modelo A		Modelo B		Modelo C	
	En1991:1-4	RSA	En1991:1-4	RSA	En1991:1-4	RSA
Força de Corte (kN)	3218,44	2993,36	2563,38	-	2301,32	1946,78
Momento Fletor (kN.m)	122110,02	119253,35	97251,37	-	87324,22	77573,23

Pela análise da Figura 6.1 verifica-se para o Modelo A e C que existe um aumento gradual do valor da força de corte por aplicação da metodologia do EC 1 em comparação com a do regulamento português. Para o Modelo B, como referido anteriormente, o RSA não contempla a sua configuração em planta e por isso não se apresentam os seus resultados.

Relativamente à análise segundo o EC 1 e em função da secção em planta, devido à sua configuração circular, o Modelo C apresenta uma força de corte na base 28,5% menos em comparação com o Modelo A.

No caso do Modelo B, o valor da força de corte na base é 20% inferior à do modelo A. Esta diferença de valores reflete desde já a influencia que um ligeiro arredondamento dos cantos (11% da largura) tem no valor da força de corte que atua na base do edifício.

Estando diretamente relacionadas com as forças de corte, os momentos fletores que atuam ao nível de cada piso para os três edifícios altos apresentam de igual modo maiores valores quando calculados pelo EC1 do que pelo RSA, como se constata na Figura 6.2. Em relação à secção em planta, a variação percentual dos valores dos momentos é igual à das forças de corte.

Na Figura 6.3 apresenta-se, como exemplo, a evolução em altura do esforço transversal que atua no pilar P14 e na Figura 6.4 apresentam-se também os deslocamentos obtidos ao nível de cada piso.

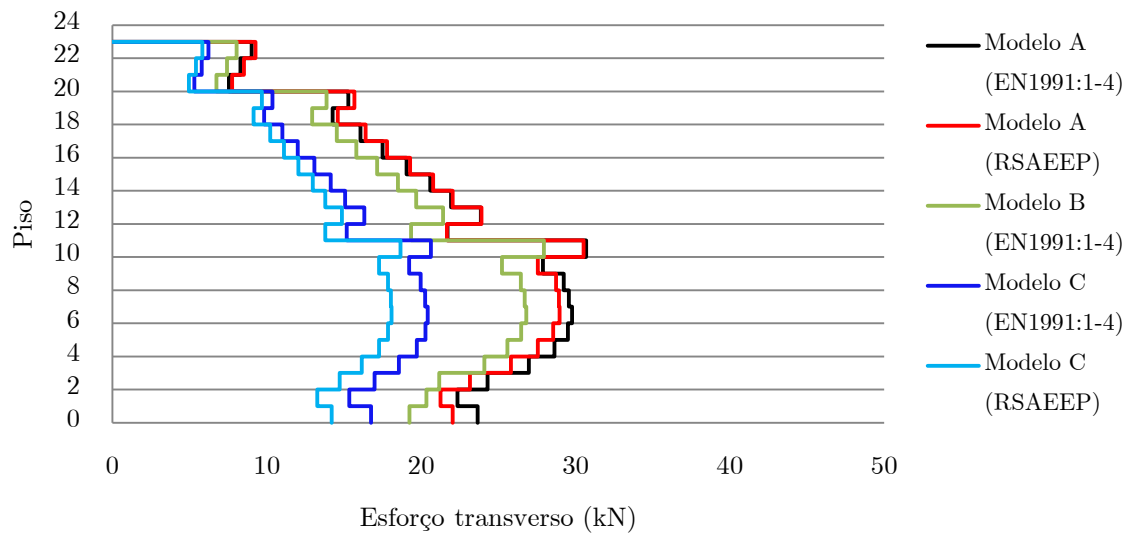


Figura 6.3 – Esforço transverso a atuar no pilar P14

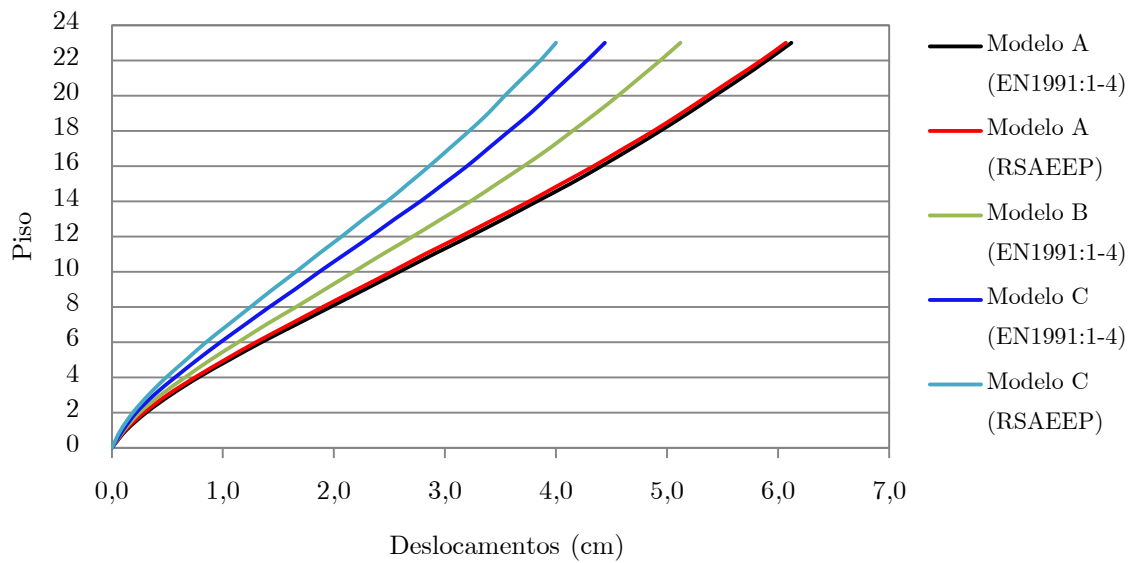


Figura 6.4 – Deslocamentos ao nível de cada piso

Os valores do esforço transversal e dos momentos fletores que atuam ao nível da base do pilar P14 e os valores dos deslocamentos ao nível do último piso, para cada um dos modelos, encontram-se resumidos no Quadro 6.2.

Quadro 6.2 - Valores obtidos de esforço transversal e momento fletor na base do pilar P14 e deslocamentos ao nível de cada piso

Parâmetro	Modelo A		Modelo B		Modelo C	
	En1991:1-4	RSA	En1991:1-4	RSA	En1991:1-4	RSA
Esforço transversal (kN)	23,65	22,04	19,5	-	16,75	14,21
Momento fletor (kN)	90,12	84,59	73,93	-	64,42	55,03
Deslocamentos (cm)	6,12	6,07	5,12	-	4,44	4,00

Pela análise das Figuras 6.3 e 6.4 constata-se que os valores dos esforços e dos deslocamentos obtidos pelo EC 1 são maioritariamente superiores aos obtidos pelo RSA.

No entanto, analisando o deslocamento do último piso do modelo A, é obtido um deslocamento de 6,12 e 6,07 cm pelo EC 1 e pelo RSA, respetivamente. Embora superior, esta diferença é da ordem das décimas de milímetro e resulta da afetação do coeficiente estrutural, $c_s c_d$, ao coeficiente de força e consequentemente ao valor da força atuante por piso.

Embora pudesse levar a uma resposta estática inferior na aplicação do EC 1, no entanto, entende-se que o deslocamento do EC 1 não seja inferior ao do RSA devido à distribuição da pressão dinâmica nas fachadas de barlavento e sotavento em função de cada regulamento, possibilitando obter através do EC 1 uma resposta maior que a do regulamento português.

Esta diferença residual de valores reflete sobretudo a influência do coeficiente estrutural na quantificação da ação do vento e consequentemente na resposta da estrutura.

Para o modelo C o coeficiente de força do EC 1, mesmo depois de afetado pelo coeficiente estrutural, é superior ao do RSA e nesse sentido a resposta do modelo C associada ao EC 1 também é superior.

Analisando a resposta estática em função da secção em planta, em termos percentuais, os modelos B e C apresentam um deslocamento inferior em 16,3% e 27,5% relativamente ao modelo A, respetivamente.

Em suma, as diferenças percentuais obtidas para a resposta dos 3 modelos numéricos refletem em termos práticos a influência que o coeficiente de força (coeficiente de arrasto) tem na resposta estática dos edifícios altos considerados.

6.3. Análise da resposta dinâmica

Os efeitos dinâmicos do vento sobre os 3 edifícios altos foram avaliados, como descrito na secção 5.6, através de uma análise no domínio do tempo da resposta estrutural dos 3 modelos numéricos quando sujeitos às séries temporais de forças que simulam o comportamento flutuante do vento. Esta análise dinâmica é feita considerando os seguintes parâmetros de controlo:

- Acelerações horizontais no último piso de cada edifício e na direção longitudinal do vento (direção X);
- Deslocamentos horizontais no último piso de cada edifício e na direção longitudinal do vento (direção X);
- Deslocamentos entre pisos relativamente ao último piso e ao penúltimo piso de cada edifício e na direção longitudinal do vento (direção X);

Numa primeira fase é tratada apenas a resposta devido à atuação da componente flutuante e numa segunda fase, é adicionada a resposta estática devido à componente média do vento, obtendo-se a resposta dinâmica total.

6.3.1. Resposta devido à componente flutuante

Por aplicação das séries temporais de forças nos 3 modelos numéricos obtiveram-se no programa de cálculo automático as respetivas respostas dinâmicas ao longo do tempo.

Considerando o esforço transverso e momento fletor na base do pilar P14, bem como os parâmetros de controlo deslocamento e acelerações, apresentam-se nas Figuras 6.5 a 6.8 as respostas obtidas para o modelo A.

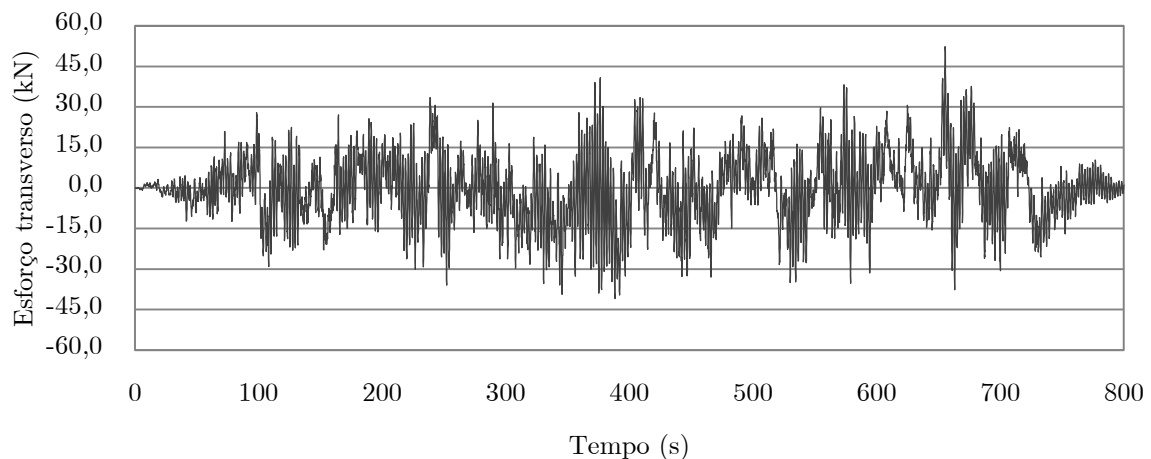


Figura 6.5 - Esforço transverso a atuar na base do pilar P14 devido à componente flutuante do vento (Modelo A)

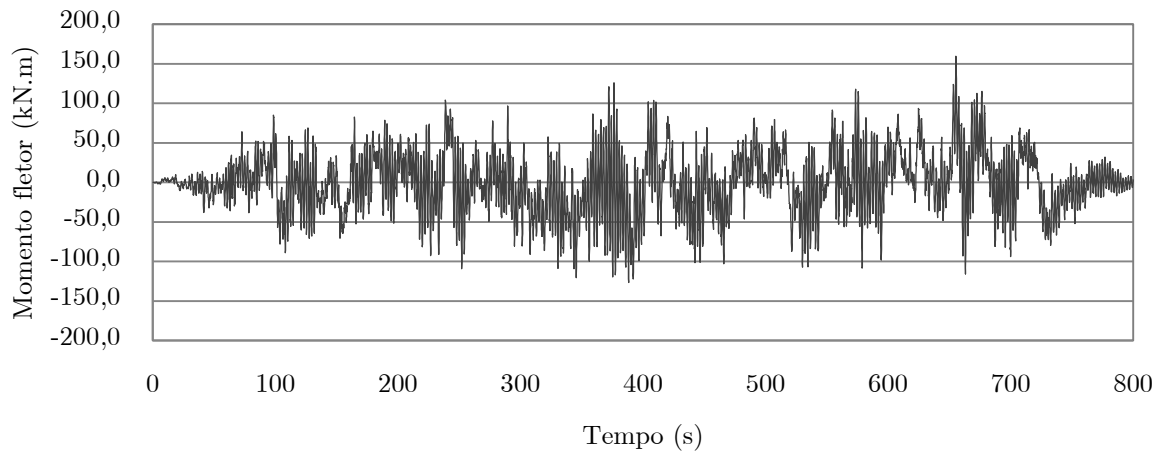


Figura 6.6 – Momento fletor a atuar na base do pilar P14 devido à componente flutuante do vento (Modelo A)

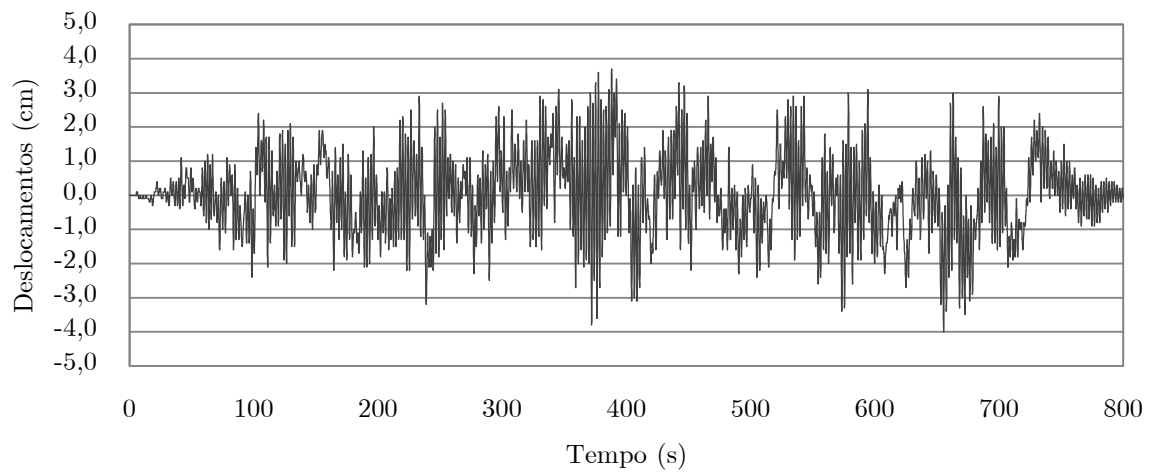


Figura 6.7 – Deslocamento horizontal no último piso devido à componente flutuante do vento (Modelo A)

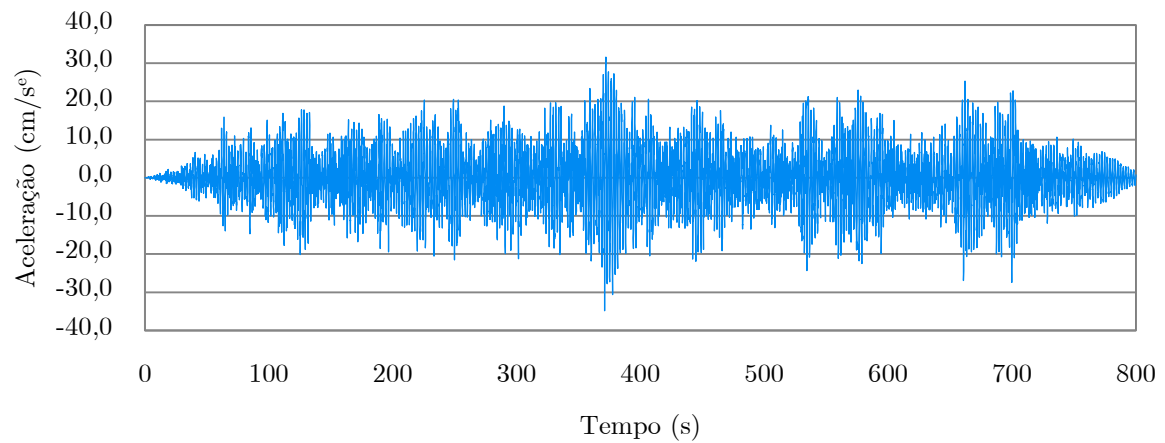


Figura 6.8 – Aceleração horizontal no último piso (Modelo A)

Nas Figuras 6.9 a 6.12 estão representadas as respostas obtidas para o modelo B de acordo com os respectivos parâmetros de controlo.

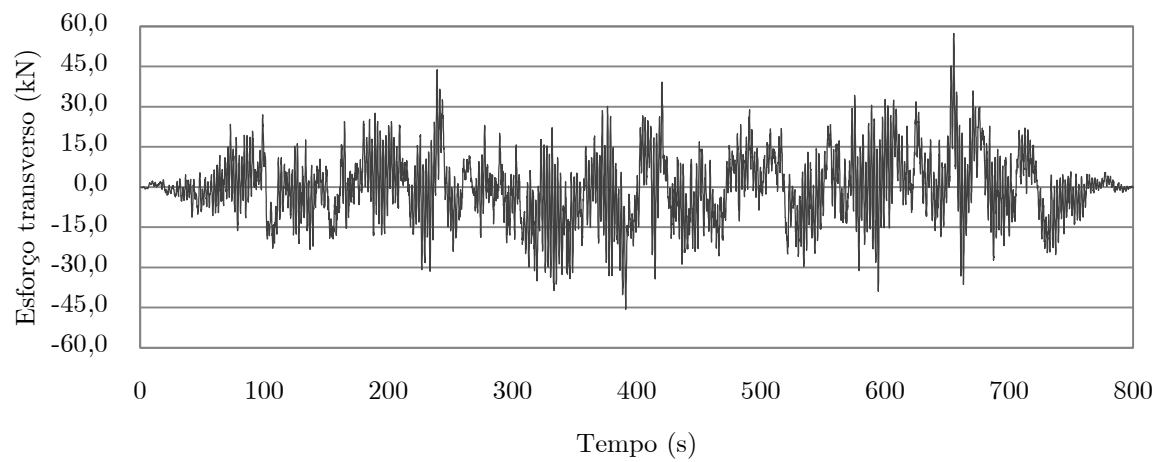


Figura 6.9 - Esforço transversal a atuar na base do pilar P14 devido à componente flutuante do vento (Modelo B)

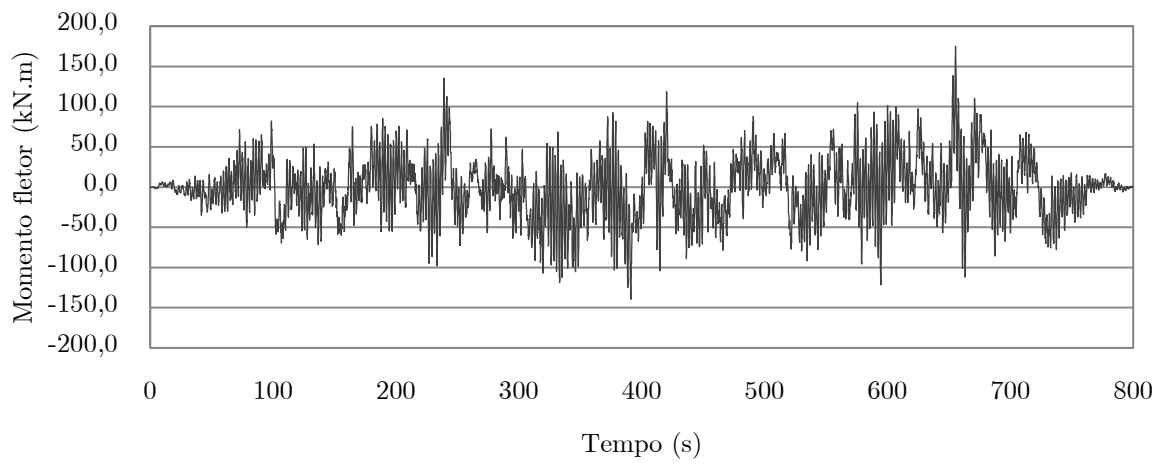


Figura 6.10 – Momento fletor a atuar na base do pilar P14 devido à componente flutuante do vento (Modelo B)

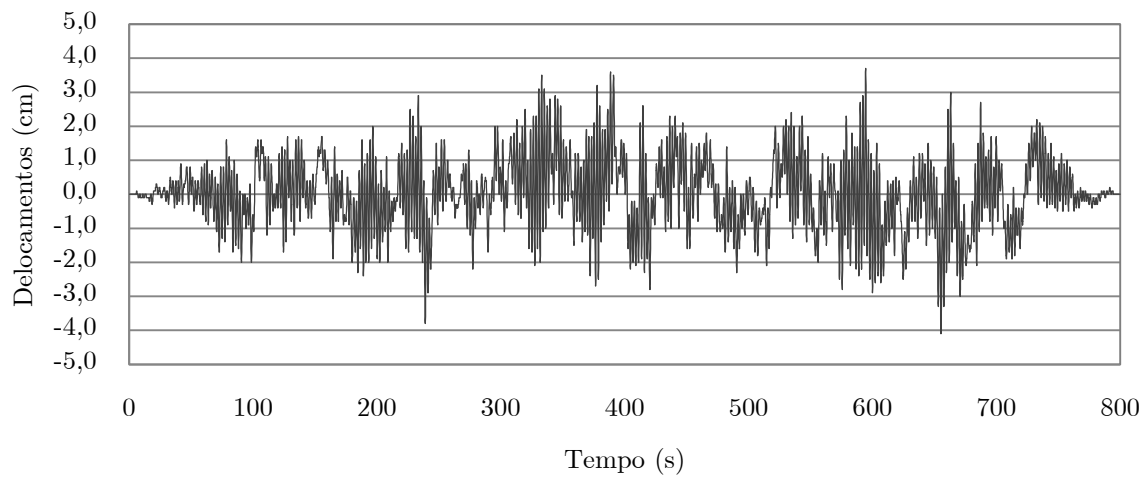


Figura 6.11 - Deslocamento horizontal no último piso devido à componente flutuante do vento (Modelo B)

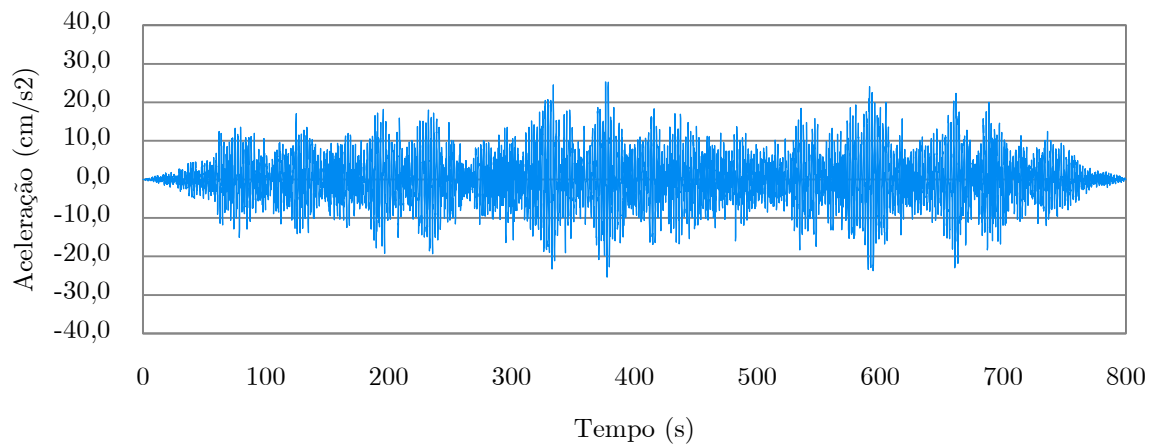


Figura 6.12 - Aceleração horizontal no último piso (Modelo B)

Para o modelo C apresentam-se nas Figuras 6.13 a 6.16 as respostas obtidas para cada um dos parâmetros de controlo.

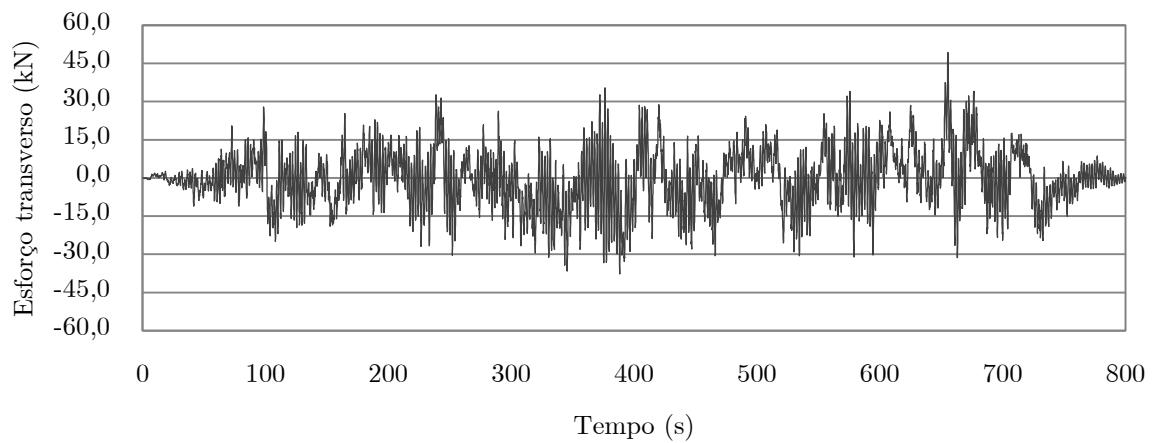


Figura 6.13 - Esforço transversal a atuar na base do pilar P14 devido à componente flutuante do vento (Modelo C)

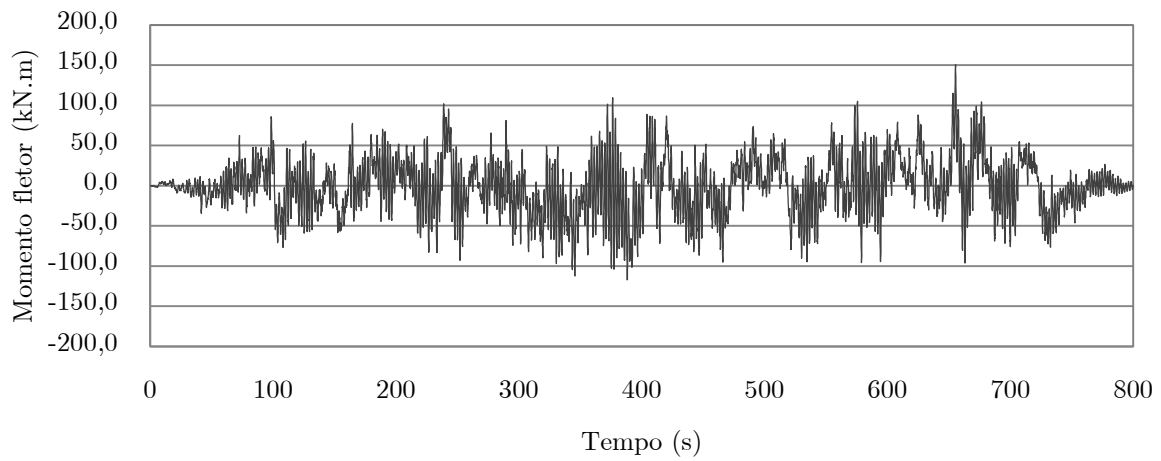


Figura 6.14 – Momento fletor a atuar na base do pilar P14 devido à componente flutuante do vento (Modelo C)

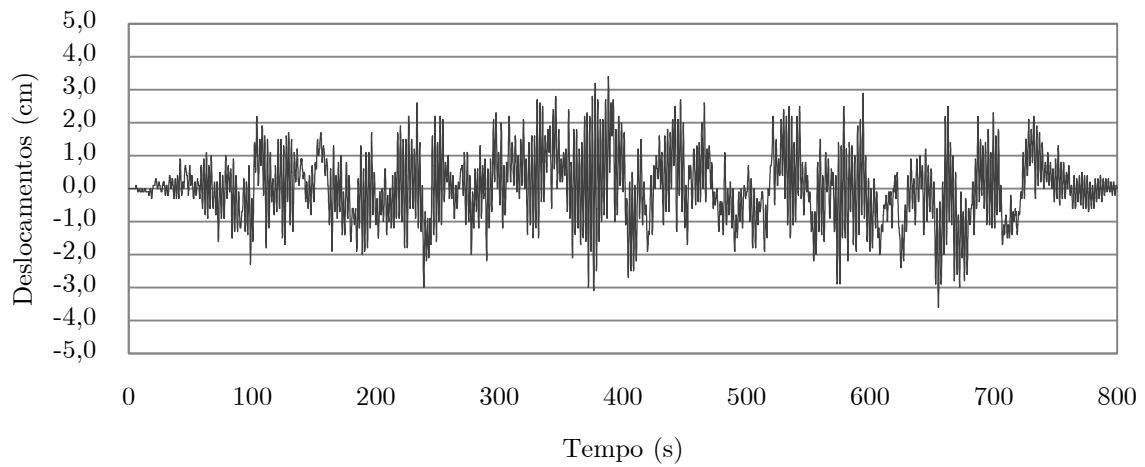


Figura 6.15 - Deslocamento horizontal no último piso devido à componente flutuante do vento (Modelo C)

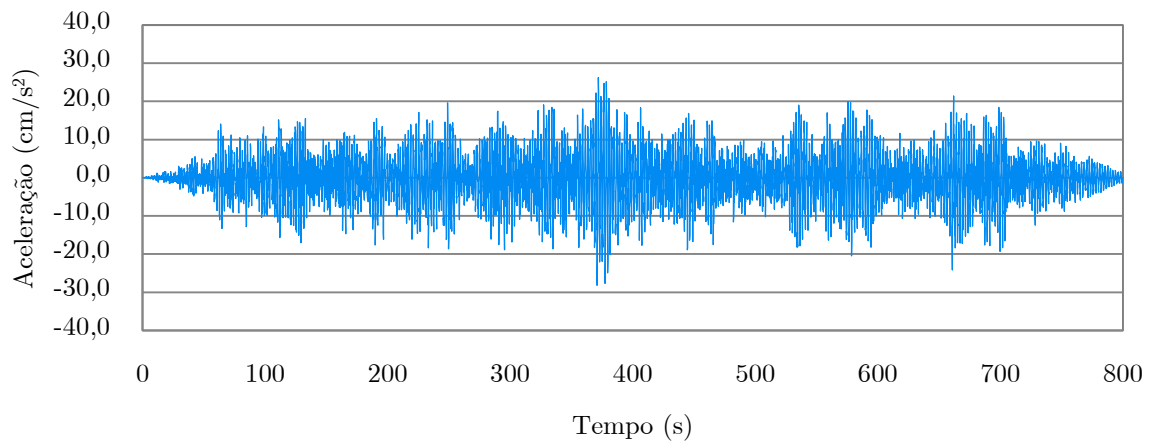


Figura 6.16 - Aceleração horizontal no último piso (Modelo C)

Os valores dos parâmetros de controlo aqui considerados correspondem apenas à resposta devido à atuação da componente flutuante do vento.

No que diz respeito às acelerações obtidas para o último piso, resumem-se no Quadro 6.3 os valores máximos obtidos para cada modelo. Deve-se ainda referir que, só são analisadas as acelerações devidas à componente flutuante do vento porque perante uma resposta estática a aceleração tem um valor nulo.

Quadro 6.3 – Valores máximos das acelerações obtidas

Parâmetro	Modelo A	Modelo B	Modelo C
Acelerações (cm/s ²)	31,60	25,30	26,20

Como se pode verificar, comparativamente ao modelo A, os modelos B e C apresentam acelerações na direção do vento inferiores em 20% e 17%, respetivamente. Embora fosse de esperar um valor de aceleração superior por parte do modelo B em relação ao modelo C, esta situação não ocorre porque numa análise dinâmica com base no método de sobreposição modal, para além do modo fundamental de vibração, podem existir modos de

vibração superiores associados ao modelo C que contribuem de forma mais significativa para a resposta em termos de acelerações.

No que diz respeito ao parâmetro de controlo deslocamentos, devido à componente flutuante do vento, estes serão adicionados à resposta estática e será feita na próxima secção uma análise em termos absolutos.

6.3.2. Resposta total e análise comparativa

Como vimos anteriormente, ao contrário da componente flutuante, a componente média do vento assume um carácter estático ao longo do tempo e varia apenas em função da altura. Deste modo, pela adição da resposta estática devido à componente que representa a força de arrasto associada à velocidade média e a resposta devido à componente flutuante, obtém-se a resposta dinâmica total ao longo do tempo.

No Quadro 6.4 apresenta-se, para cada modelo, os valores da resposta estática obtidos para o esforço transversal e momento fletor na base do pilar P14 e para o parâmetro de controlo deslocamentos no último piso. O parâmetro de controlo aceleração não é considerado porque, como referido anteriormente, perante uma resposta estática é nulo.

Quadro 6.4 – Valores da resposta estática obtidos devido à componente média do vento

Parâmetros	Modelo A	Modelo B	Modelo C
Deslocamentos (cm)	2,25	1,86	1,64

Para o esforço transversal e momento fletor na base do pilar P14 apresentam-se nas Figuras 6.17 e 6.18, respetivamente, as respostas dinâmicas totais obtidas para todos os modelos.

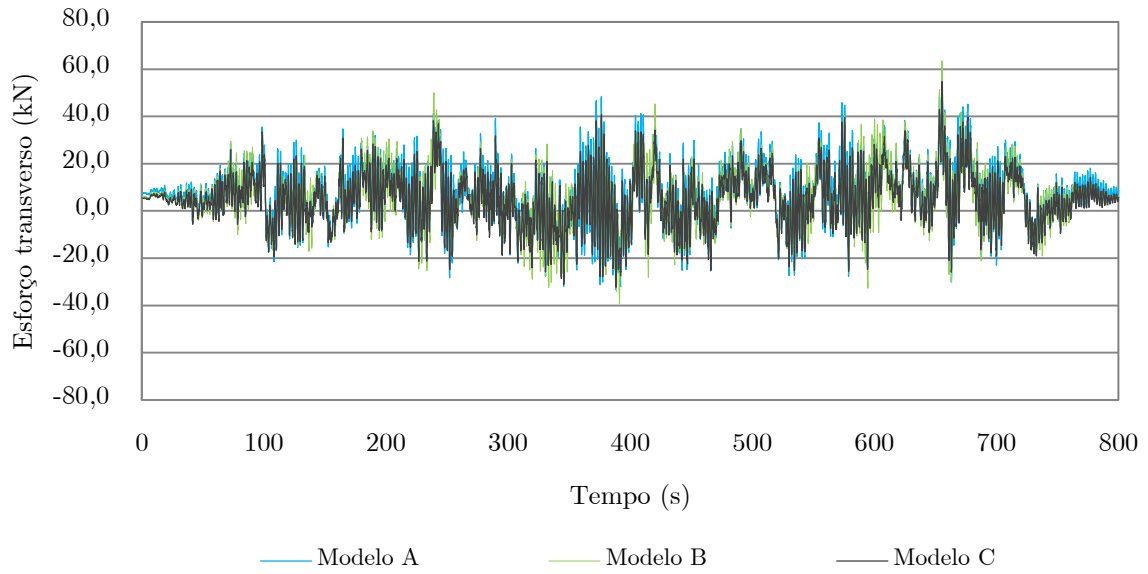


Figura 6.17 - Esforço transverso máximo na base do pilar P14 obtido de acordo com o método de análise dinâmica (Modelo A,B e C)

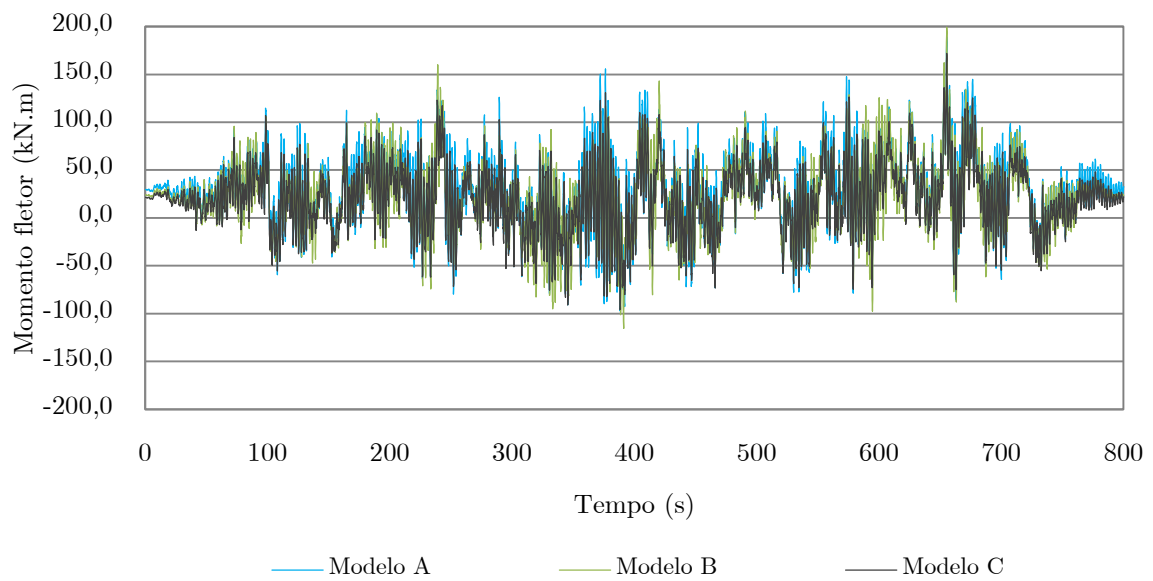


Figura 6.18 - Momento fletor máximo na base do pilar P14 obtido de acordo com o método de análise dinâmica (Modelo A, B e C)

Em termos de deslocamentos máximos horizontais, as respostas totais obtidas para cada modelo apresentam-se nas Figuras 6.19 a 6.21. A título comparativo, apresentam-se também os valores da resposta estática regulamentar obtida por aplicação do EC 1.

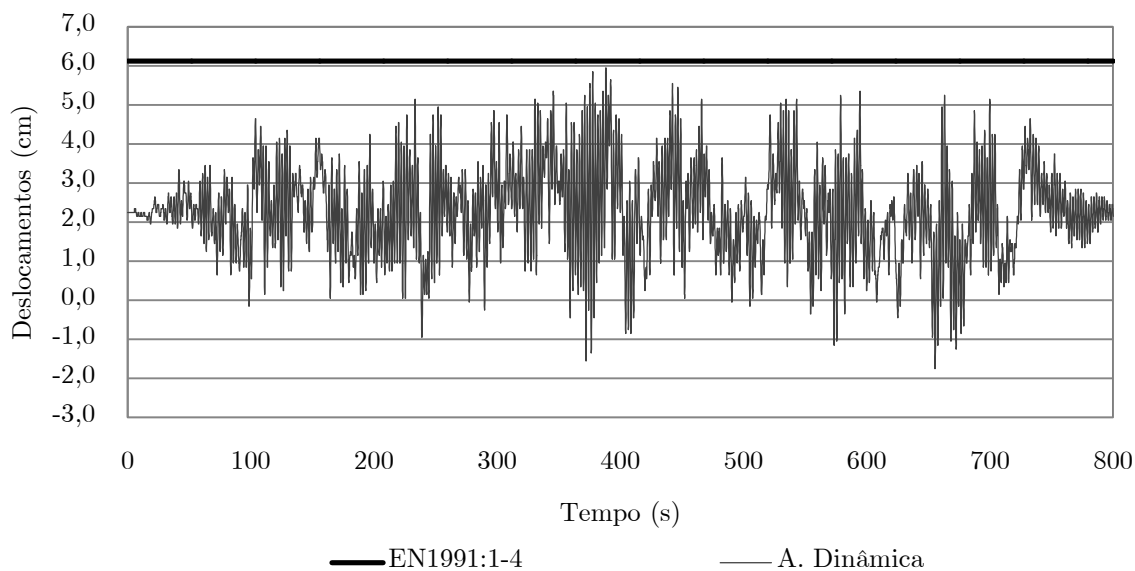


Figura 6.19 - Deslocamento horizontal máximo obtido de acordo com o EC 1 e com o método de análise dinâmica (Modelo A)

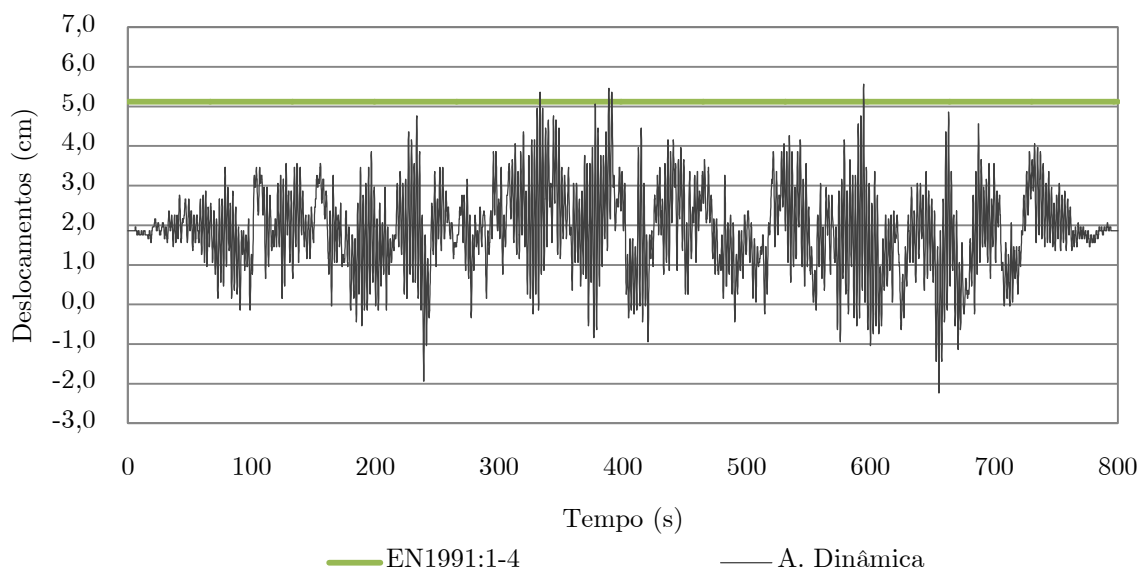


Figura 6.20 - Deslocamento horizontal máximo obtido de acordo com o EC 1 e com o método de análise dinâmica (Modelo B)

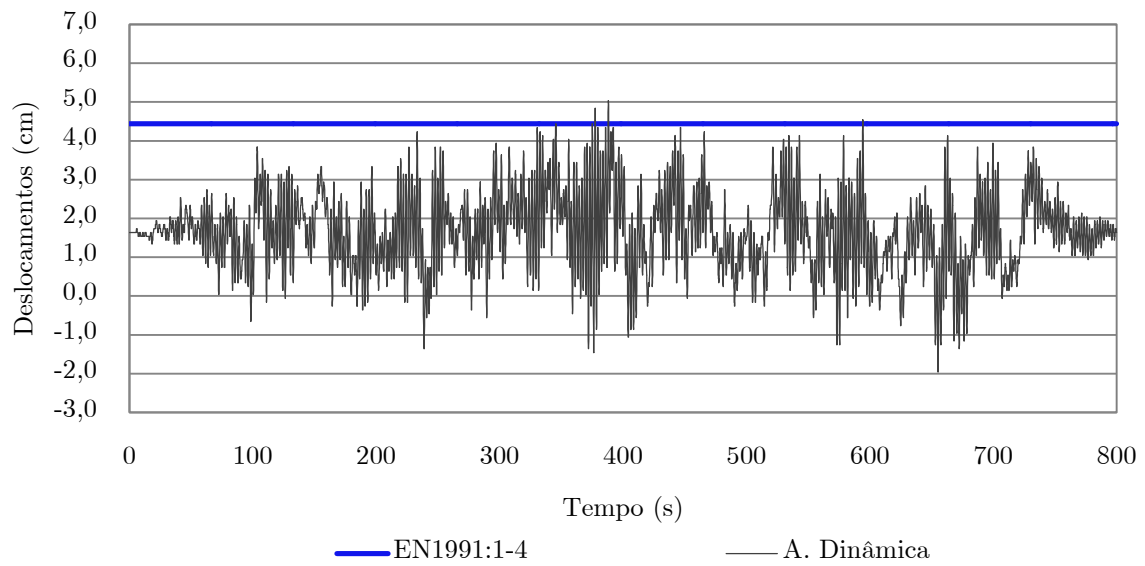


Figura 6.21 - Deslocamento máximo obtido de acordo com o EC 1 e o método dinâmico (Modelo C)

Por outro lado, segundo a equação 6.1, pela diferença de deslocamentos máximos e entre pisos, obtém-se o parâmetro de controlo designado por deslocamento entre pisos.

$$ISD = \frac{\delta_n - \delta_{n-1}}{h} \quad (6.1)$$

Onde δ_n e δ_{n-1} representam o deslocamento do piso n e do piso $n - 1$, respetivamente, h é a altura entre os pisos.

Nas Figuras 6.22 a 6.24 apresentam-se para cada modelo a variação (em percentagem) deste parâmetro entre o último e penúltimo piso ao longo do tempo.

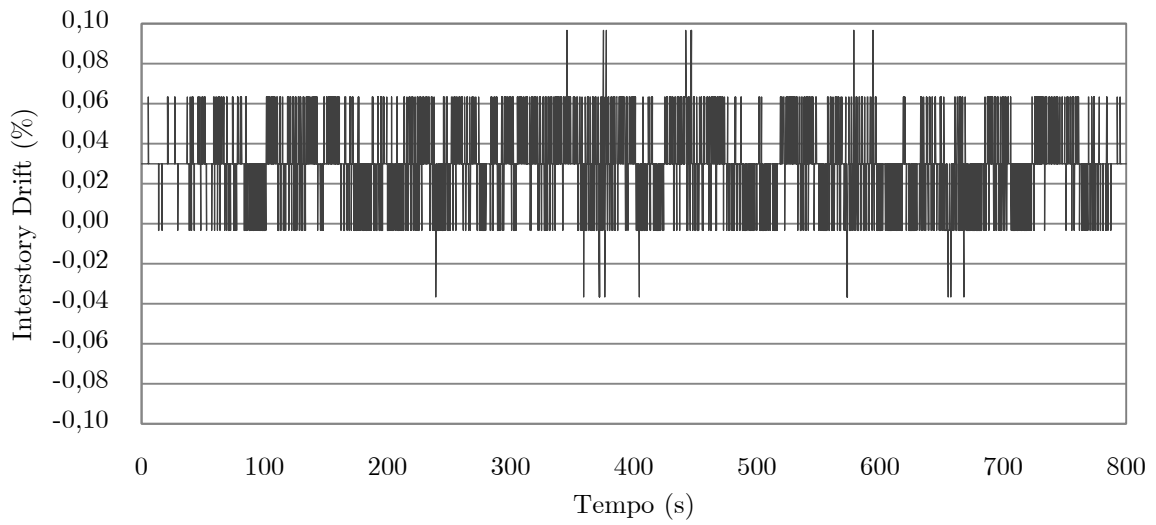


Figura 6.22 – Deslocamento entre pisos relativamente ao último e penúltimo piso (Modelo A)

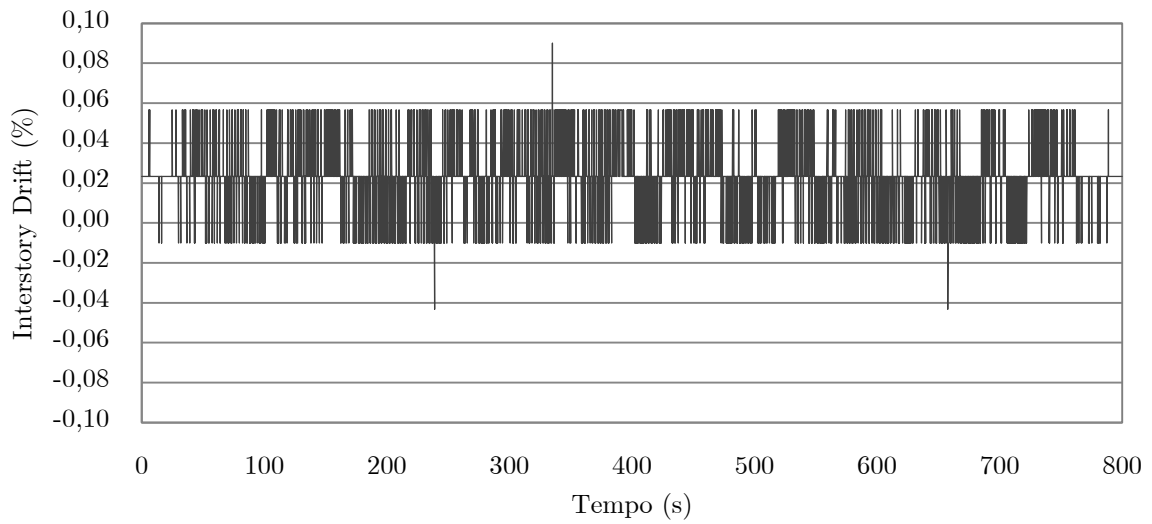


Figura 6.23 – Deslocamento entre pisos relativamente ao último e penúltimo piso (Modelo B)

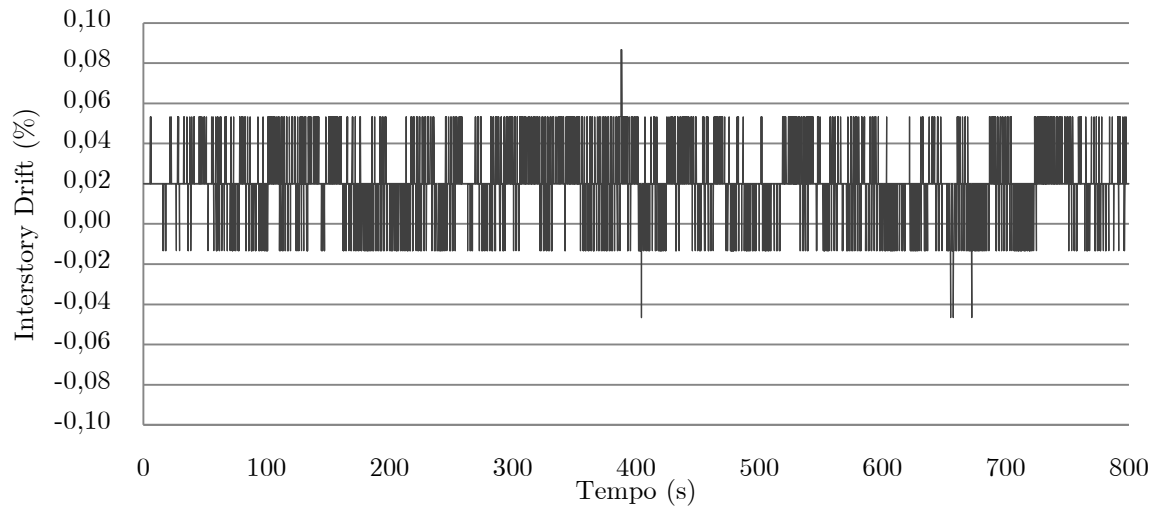


Figura 6.24 – Deslocamento entre pisos relativamente ao último e penúltimo piso (Modelo C)

Os valores máximos obtidos para o deslocamento entre pisos relativamente ao último e penúltimo piso são apresentados no Quadro 6.5.

Quadro 6.5 – Valor de ISD máximo entre o último e o penúltimo piso para cada modelo

Parâmetro	Modelo A	Modelo B	Modelo C
ISD _{máximo} (%)	0,097	0,090	0,087

Em comparação com o modelo A, pela análise do quadro anterior constata-se uma diminuição no valor do deslocamento entre pisos de 7% e 10% para os modelos B e C, respetivamente.

Considerando os parâmetros de controlo deslocamentos, é possível estabelecer uma comparação entre os valores obtidos para a resposta estática regulamentar e para a resposta dinâmica total.

No Quadro 6.6 resumem-se os resultados obtidos por aplicação da metodologia do RSA, do EC 1 e pela aplicação da metodologia de análise dinâmica.

Quadro 6.6 – Valores dos deslocamentos no último piso obtidos por aplicação do RSA, do EC 1 e do método de análise dinâmica

Metodologia	Deslocamentos		
	Modelo A	Modelo B	Modelo C
RSA	6,07	-	4,00
EN1991:1-4	6,12	5,12	4,44
A. Dinâmica	5,95	5,56	5,04

Perante os resultados apresentados no quadro anterior relativamente aos valores da resposta obtidos pelos regulamentos considerados, como vimos anteriormente, parece existir um maior conservadorismo por parte da norma europeia em comparação com o regulamento português para os vários casos analisados.

No que aos deslocamentos diz respeito, quando obtidos pela metodologia dinâmica, o modelo A apresenta um deslocamento inferior aos obtidos pelas metodologias estáticas regulamentares e, ao contrário, os modelos B e C apresentam deslocamentos superiores quando obtidos pela metodologia dinâmica. Como referido anteriormente para a análise do parâmetro de controlo acelerações, esta diferença pode ser eventualmente explicada pelo contributo para a resposta de modos de vibração superiores ao modo fundamental.

De facto, a resposta obtida pela aplicação da metodologia de cálculo estático dos regulamentos é baseada apenas no modo fundamental de vibração e, no caso de ser obtida por uma análise dinâmica baseada no método de sobreposição modal, podem existir vários modos de vibração superiores que apresentem um contributo mais significativo para a resposta total. Assim, para detetar o contributo de cada um dos modos, a realização de uma análise da resposta no domínio da frequência permitiria, desde já, concluir acerca da

participação de cada modo de vibração na resposta estrutural em termos dos parâmetros de controlo considerados.

Tendo o modelo B e C apresentado uma resposta dinâmica em termos de deslocamentos superior à resposta estática, fica assim bem demonstrado a importância de uma análise deste tipo.

Deste modo, conclui-se que as metodologias de cálculo estático apresentadas pelos regulamentos para análise do efeito do vento em edifícios altos podem, em determinadas situações, ser insuficientes e implicar o uso de métodos de análise que se revelem mais adequados.

Analisando os efeitos do vento em função da secção em planta, tal como o esperado, à medida que a superfície do edifício se vai aproximando de uma superfície circular (por arredondamento da secção em planta), menor serão as forças de arrasto que atuam sobre a estrutura e conseqüentemente menor será a resposta.

À medida que a secção em planta toma a forma circular, em comparação com o modelo A, os valores obtidos para o deslocamento diminuem para o modelo B na ordem dos 16% e 7% em termos estáticos e dinâmicos, respetivamente. Para o modelo C os deslocamentos diminuem na ordem dos 27% e 16% em termos estáticos e dinâmicos, respetivamente.

Da análise dos valores obtidos pela metodologia dinâmica, constata-se que o uso de um conjunto de séries temporais de vento conduziu a resultados satisfatórios e adequados ao caso de estudo. No entanto, segundo Bastos (2008), deve-se referir que para análises deste tipo é mais adequado realizar pelo menos 10 simulações de forma a avaliar com precisão a evolução de um determinado parâmetro de controlo

Assim, observa-se que a variação da secção em planta dos edifícios altos considerados produz uma elevada dependência nas forças de arrasto que surgem devido ao vento e conseqüentemente na resposta das estruturas. Em função do parâmetro de controlo

avaliado, a resposta estrutural pode atingir valores consideráveis implicando assim uma especial atenção no que respeita à verificação da segurança e conforto em edifícios altos.

Complementarmente, seguindo esta premissa, no que à verificação dos estados limites de serviço diz respeito, devem ser cumpridos determinados critérios para assegurar a segurança e o conforto dos utilizadores. De acordo com as indicações internacionais do “Committee on Wind Bracing of the American Society of Civil Engineers”, o deslocamento horizontal máximo de um edifício não deve exceder $H/500$, sendo H a altura do edifício em metros. Portanto, nestas condições, os deslocamentos máximos dos edifícios não devem ultrapassar os 14 cm.

No Quadro 6.7 apresenta-se a diferença percentual dos valores dos deslocamentos obtidos para os diferentes casos em relação ao limite máximo indicado.

Quadro 6.7 – Diferenças percentuais entre os deslocamentos obtidos e o limite máximo admissível

Metodologia	Modelo A		Modelo B		Modelo C	
	Deslocamentos	Dif. (%)	Deslocamentos	Dif. (%)	Deslocamentos	Dif. (%)
RSA	6,07	-56,6	-	-	4,00	-71,4
EN1991:1-4	6,12	-56,3	5,12	-63,4	4,44	-68,3
Dinâmica	5,95	-57,5	5,56	-60,3	5,04	-64

Como se pode constatar, pela análise do Quadro 6.7 verifica-se que os valores dos deslocamentos obtidos para cada edifício, em função da metodologia e da secção em planta, são bastante inferiores ao limite máximo indicado, apresentando diferenças de valores superiores a 50% do limite máximo.

De facto, em termos percentuais, o modelo C apresenta pelo RSA a maior diferença de valores, associado claro está, a um menor deslocamento. Ao contrário deste, o modelo A é o que apresenta com a metodologia do EC 1 o menor valor da diferença em relação ao limite máximo, na ordem dos 56%.

7. Considerações finais

7.1. Conclusão e contribuição

O trabalho desenvolvido no âmbito da presente dissertação teve como principal objetivo o estudo dos efeitos do vento em edifícios altos mediante a sua configuração geométrica em planta. Para tal, foi desenvolvido um trabalho de pesquisa da bibliografia existente que serviu de suporte para uma melhor compreensão do fenómeno vento.

Subjacente à literatura especializada, existem desde meados do século XX vários autores que através dos seus trabalhos de campo e de laboratório em muito contribuíram para a compreensão do fenómeno vento e da forma como este interage com o meio.

Neste sentido, o estudo e desenvolvimento da temática do vento ao longo dos anos alcançou uma importante magnitude que a engenharia a designou de engenharia do vento.

Assim, após a aquisição de conhecimentos na área da engenharia do vento, tornou-se vital a sua aplicação prática no domínio da engenharia civil.

Por outro lado, dado o atual e futuro contexto do cálculo automático, tornou-se importante para um engenheiro de estruturas adquirir experiência inerente ao desenvolvimento e análise numérica de estruturas. Deste modo, o caso de estudo aqui abordado revelou-se fundamental para a prossecução dos objetivos propostos.

Atendendo ao conceito de edifício alto, pela revisão do estado da arte e pelo abordado no capítulo um tornou-se evidente que atualmente a construção de edifícios altos surge como símbolo de poder económico e hegemonia das novas potências mundiais. Para tal, em muito contribuiu a evolução tecnológica dos materiais e das técnicas de construção e, por outro lado, o desenvolvimento de adequados sistemas estruturais e avanços significativos no cálculo automático.

A par disto, devido à sua natureza dinâmica, conclui-se que a solicitação da ação do vento sobre os edifícios altos reveste-se de extrema importância para a sua concepção estrutural.

No que concerne ao fenómeno vento, no capítulo dois expuseram-se os conceitos relacionados com a sua génese. O vento é então descrito como um movimento de massas de ar relativamente à superfície terrestre e é provocado por três forças, uma devido aos gradientes de pressão, outra devido ao efeito de rotação da terra e outra devido à fricção.

À região influenciada por estas forças dá-se o nome de camada limite atmosférica.

Em termos matemáticos, o vento é definido em função da sua velocidade, a qual, é descrita pela soma de uma componente associada à velocidade média e outra flutuante associada à turbulência. A velocidade média é constante no tempo e pode ser calculada por duas leis de variação, ao contrário desta, a componente turbulenta da velocidade assume um tratamento matemático bastante complexo, inerente a todos os parâmetros mencionados no capítulo dois.

No capítulo três abordou-se a interação do vento com os edifícios. Após a apresentação dos principais conceitos relacionados com os escoamentos concluiu-se que, ao contrários dos obstáculos com arestas vivas, é possível com aqueles que apresentam superfícies circulares destacar cinco intervalos do número de Reynolds que influenciam fortemente o padrão turbulento do escoamento a jusante.

Está assim bem patente a elevada dependência do coeficiente de arrasto em função do número de Reynolds.

Devido à natureza dinâmica do vento e da sua interação com os edifícios surgem respostas também elas dinâmicas por parte destes. As respostas tanto se podem dar na direção do vento como na direção perpendicular ou ainda por torção devido a um carregamento excêntrico.

A resposta longitudinal já se encontra bem tratada analiticamente e atualmente, devido ao processamento computacional, já é possível simular e analisar os efeitos do vento nesta direção. Ao contrário desta, o tratamento analítico das respostas transversal e por torção ainda não se encontra bem descrito, remetendo para ensaios em túnel de vento a análise da resposta dos projetos mais complexos.

Após a descrição no capítulo 4 das metodologias propostas pelo RSA e EC 1 para a quantificação estática da ação do vento, pode concluir-se através da análise comparativa que existem diferenças significativas entre os dois regulamentos. Em comparação com o RSA, a consideração de um maior número de categorias de terreno por parte do EC 1 representa uma definição mais realista das diferentes rugosidades do solo.

No que respeita à definição da velocidade do vento, além das diferentes leis de variação da velocidade média usadas pelos regulamentos, o EC 1 trata matematicamente a componente flutuante de uma forma mais evoluída. Ao contrário deste, o RSA apenas adiciona uma parcela no valor de 14 m/s, sendo bastante omissivo neste aspeto.

A quantificação da pressão dinâmica segue, por parte do EC 1, a metodologia de cálculo da maioria dos códigos internacionais que têm por base o método do fator de pico.

No entanto, as grandes diferenças entre os dois regulamentos prendem-se sobretudo com a consideração dos efeitos dinâmicos das estruturas através do uso de um coeficiente estrutural e, ainda que de forma simplificada, métodos para tratar alguns fenómenos aeroelástico.

Considerando o objetivo da presente dissertação, após a caracterização e pré-dimensionamento simplificados dos 3 edifícios, foram desenvolvidos no capítulo cinco os modelos numéricos. As análises modais realizadas revelaram um comportamento dinâmico semelhante entres eles, sendo este o ponto de partida para a aplicação da ação estática e dinâmica do vento.

A quantificação da ação estática do vento seguiu o preconizado nos regulamentos considerados e as forças obtidas foram introduzidas no programa de cálculo automático para posterior análise estática de resultados.

No que respeita à modelação do vento como ação dinâmica, esta foi conseguida através da geração de séries artificiais da velocidade do vento tendo por base o método de Shinozuka.

Partindo destas e da componente da força de arrasto associada às flutuações da velocidade do vento, foram obtidas as forças dinâmicas e após a sua introdução nos respetivos modelos numéricos foram realizadas as análises dinâmicas no domínio do tempo.

Perante isto, apesar de uma análise deste tipo não representar algo de novo nos estudos dos efeitos dinâmicos do vento, a comparação entre as várias formas é inovadora. A experiência adquirida será essencial para futuras análises e desenvolvimentos por parte do autor na área da engenharia civil.

No capítulo sete foi apresentada a análise de resultados considerando a resposta estática segundo os regulamentos e a resposta dinâmica por aplicação da metodologia de análise dinâmica no domínio do tempo. No final foi realizada uma comparação de resultados em função das metodologias de análise e em função da secção em planta dos edifícios.

Em termos estáticos, constatou-se que os valores dos esforços na base do pilar P14 e os deslocamentos para o topo do edifício obtidos pelo EC 1 são maioritariamente superiores aos valores obtidos pelo RSA. No entanto, esta maior ou menor diferença de valores será sempre dependente do valor do coeficiente estrutural, uma vez que, a consideração deste fator pode aumentar ou diminuir a resposta estática por parte do EC 1.

No que respeita à análise estática em função da secção geométrica em planta, tal como esperado, obteve-se uma diminuição na ordem dos 16% e 27,5% para os modelos B e C, em comparação com o modelo A, respetivamente. Isto reflete na prática a influência do coeficiente de força.

Em termos dinâmicos, as acelerações obtidas para o último piso mostram uma diminuição do modelo A para os modelos B e C, mas este último apresenta uma resposta superior ao modelo B devido eventualmente à contribuição de modos de vibração superiores.

Por outro lado, por adição da parcela estática do deslocamento, constatou-se que a metodologia de análise dinâmica conduziu, à exceção do modelo A, a valores de deslocamento superiores à metodologia estática do EC 1. Concluiu-se que, no caso dos modelos B e C, estes podem apresentar contributos de modos de vibração superiores para a sua resposta dinâmica e, no caso do modelo A, este pode estar associado à predominância do modo fundamental. Assim, a realização de uma análise no domínio da frequência permitiria constatar efetivamente a participação de cada modo para a resposta estrutural de cada modelo.

Analisando em função da secção em planta, verifica-se uma diminuição dos valores dos deslocamentos do modelo A para os modelos B e C, na ordem dos 7% e 15%, respetivamente.

A análise de resultados torna assim evidente que quanto menor é o valor do coeficiente de arrasto menor são os efeitos dinâmicos da ação do vento, sendo que, à medida que se aproxima de uma secção circular em planta é de esperar contributos de modos de vibração superiores para a resposta. Conclui-se que para edifícios com a mesma área em planta e inércias semelhantes a forma do edifício assume uma importância relevante no que refere à resposta dinâmica do edifício relativamente à ação do vento.

7.2. Desenvolvimentos futuros

Com o desenvolvimento contínuo do estudo da temática do vento, é de esperar o aparecimento de metodologias de cálculo analítico mais rigorosas relativamente aos fenómenos aeroelásticos.

Neste sentido, seria interessante estudar a resposta dinâmica considerando estes efeitos e efetuar uma comparação em função da variação da secção em planta. Perante os resultados obtidos, se necessário, prever a instalação de um TMD e analisar os resultados.

Por outro lado, a resposta por torção devido a um carregamento assimétrico do vento também não se encontra bem descrita. Deste modo, através de um diagrama triangular de distribuição de pressões ao longo das fachadas e também pelo processo de modelação do vento como ação dinâmica, seria interessante estudar os efeitos de torção por excitação dinâmica devido a um vento oblíquo.

Tendo em conta que uma análise no domínio do tempo requer um processamento computacional elevado, a modelação numérica de uma barra equivalente com comportamento dinâmico semelhante aos do caso de estudo e a comparação das respostas obtidas seria uma forma interessante de validar e adotar este tipo de simplificação.

Bibliografia

- [1] Abrantes, S., *Função de autocorrelação e densidade espectral de potência*. DEEC, FEUP.
- [2] Asce, Y., Kijewski, T., Asce, S., Kareem, A., Asce, M., *Aerodynamic Loads on Tall Buildings: Interactive Database*, *J. Struct. Eng.*, 2003.
- [3] Bakhshi, A., Nikbakht, H., *Loading Pattern and Spatial Distribution of Dynamic Wind Load and Comparison of Wind and Earthquake Effects along the Height of Tall Buildings*, July, 2011.
- [4] Baldocchi, D., *Lecture 19, Wind and Turbulence, Part 4, Surface Boundary Layer, Theory and Principles*, Berkeley, 2012.
- [5] Bastos, F., *Comportamento Aerodinâmico de Estruturas Esbeltas - Análise de Efeitos de Rajada*. DECivil, FEUP, 2008.
- [6] Burton, T., Sharpe, D., Jenkins, N., Bossanyi, E., *Wind Energy Handbook*. West Sussex: John Wiley & Sons INC., 2001.
- [7] Camarinha, R., *Acção e Efeitos do Vento em Edifícios Altos*. IST, 2008.
- [8] Carvalho, F., *Geração de Vento para Estudo de Modelos em Escala de Estruturas Offshore em Tanques Oceânicos*. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2007.
- [9] CEN, *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas - Parte 1-4: Acções gerais - Acções do vento*. Bruxelas: CEN, 2010.

- [10] CEN, *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1:Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Bruxelas: Comité Europeu de Normalização, 2010.
- [11] Chávez, E., *Análise Estrutural de Edifício Alto submetido às Pressões Flutuantes Induzidas pela Ação do Vento*. Universidade Federal de Minas Gerais, 2006.
- [12] Choi, H. S., *Super Tall Building Design Approach*, 2009.
- [13] Cook, N., *Designers' Guide to EN1991-1-4 Eurocode 1: Actions on Structures, General Actions Part 1-4: Wind Actions*. London: Thomas Telford, 2007.
- [14] Cuncil, I. C., *Structural Design - Section 1609 Wind Loads*, 2007. [Online]. Available: http://publicecodes.cyberregs.com/icod/ibc/2009f2cc/icod_ibc_2009f2cc_16_sec009.htm.
- [15] T. Design and T. B. Lecture, *The Design of Tall Buildings Lecture 01 - Why Tall Buildings?*, L.A. Prieto-Portar, 2008.
- [16] Ferreira, N., *Efeito do Vento em Edifícios Altos - Aplicação a um caso concreto*. DECivil, FEUP, 2008.
- [17] Godinho, A., *Geração de séries de vento sintéticas para aplicações eólicas offshore*, Universidade de Lisboa - Faculdade de Ciências, 2013.
- [18] Gruhn, S., Kripka, M., Paluch, M. J., *Critérios de Avaliação do Conforto Humano em Edifícios submetidos à Ação Dinâmica do Vento*, in *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. VOL. 11(1)*, vol. 11, no. 1, pp. 90-99.
- [19] Holmes, J., *Wind Loading Structures*, Second Edi. Taylor & Francis, 2007.

- [20] Hook, T., “Tim Hook Photography,” 2012. [Online].
Available: <http://timhookphotography.com/about.php>.
- [21] IHI Infrastructure systems Co., Active Mass Dampers, 2013. [Online].
Available: http://www.ihico.jp/iis/english/products/damper_mass.html.
- [22] Katz, C., Computational Mechanics Enhanced Civil Engineering Applications (WIND).
- [23] Khurram, R., Zhang, Y., Borna, A., Habashi, W., Hybrid RANS/LES method for FSI simulations of tall buildings, 2012. [Online].
Available: <http://www.hpc.kaust.edu.sa/sc12/presentations/>.
- [24] LEAP Australia Pty Ltd, How does the Reynolds Number affect my CFD model?, 2014. [Online]. Available: <http://www.computationalfluidynamics.com.au/reynolds-number-cfd/>.
- [25] Lopes, A., *A Acção do Vento e a Resposta Dinâmica de Edifícios Altos*. Porto: FEUP, 1992.
- [26] Lopes, M., *Aplicação numérica e experimental de métodos de simulação da camada limite atmosférica para o estudo da acção do vento sobre edifícios*. IST, 2008.
- [27] Lawson, T., *Building Aerodynamics*. London: Imperial College Press, 2001.
- [28] Lungu, D., Gelder, P. v., *Characteristics of Wind Turbulence with Applications to Wind Codes*, vol. 1, no. 1. Roménia: Technical University of Civil Engineering.

- [29] Magnago, R., Fisch, G., Moraes, O., Análise Espectral do Vento no Centro de Lançamento de Alcântara (CLA), *Revista Brasileira de Meteorologia*, no. 2009, pp. 260–269, 2010.
- [30] Masdi, S. K., Perfil Kecepatan dari Atmospheric Boundary Layer, 2012. [Online]. Available: <http://septiankmasdi.wordpress.com/2012/05/28/profil-kecepatan-dari-atmospheric-boundary-layer/>.
- [31] Moreira, R., Edifícios Altos – Problemas associados e análise estrutural de um caso prático, ISEP, 2011.
- [32] Nirmal, B., Safety Analysis of Steel Building Frames, Texas Tech University, 1988.
- [33] Nunes, P., Acção do vento em coberturas metálicas Modelação de uma estrutura do tipo "sombreador", Universidade Nova de Lisboa, 2008.
- [34] Ochi, M. K., Shin, V. S., Wind Turbulent Spectra for Design Consideration of Offshore Structures, 1988, pp. 461–467.
- [35] Oliveira, G., Análise e Dimensionamento de um Sistema de Amortecimento para uma Chaminé, FEUP, 2011.
- [36] Paultre, P., *Dynamics of Structures*. New York: John Wiley & Sons, INC., 2011.
- [37] Pordeus, R. V., Regime do Escoamento, Universidade Federal Rural do Semi-árido.
- [38] Schueller, G. I., Shinozuka, M., *Stochastic Methods in Structural Dynamics*. Martinus Nijhoff Publishers, 1987.

- [39] Sevalia, J., Desai, D., Vasanwala, D. S. A., Effect of Geometric Plan Configuration of Tall Buildings on Wind Force Coefficient using CFD, *Int. J. Adv. Eng. Res. Stud.*, vol. I, no. II, pp. 127–130, 2012.
- [40] Simiu, E., Scanlan, R., *Wind Effects on Structures - Fundamentals and Applications to Design*, 3ed ed. New York: John Wiley & Sons, INC., 1996.
- [41] Smith, B. S., Coull, A., *Tall Building Structures: Analysis and Design*. New York: John Wiley & Sons INC., 1991.
- [42] Stathopoulos, T., Baniotopoulos, C. C., *Wind Effects on Buildings and Design of Wind-Sensitive Structures*. Udine: SpringerWienNewYork, 2007.
- [43] Suisse, C., The 7 Future Wonders of the World, *The Financialist*, 2014. [Online]. Available: <https://www.thefinancialist.com/the-seven-future-wonders-of-the-world/>.
- [44] Taranath, B. S., *Wind and Earthquake Resistant Buildings Structural Analysis and Design*. Los Angeles: Marcel Dekker, 2005.
- [45] Tavares, A., Edifícios altos - Aspectos particulares da sua análise e do seu comportamento, Workshop “Edifícios de grande altura,” 2009.
- [46] Travanca, R., Real, P. V., Varum, H., Acção do Vento sobre Torres – Análises Comparativas. VII Congresso de Construção Metálica e Mista, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.
- [47] Trein, C., Modelagem Dinâmica Equivalente de Edifícios Altos Submetidos à Ação do Vento, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.
- [48] Vieira, C., Acção do vento em edifícios altos, ISEL, 2013.

- [49] Wikipédia, “Taipei 101,” 2014. [Online].
Available: http://en.wikipedia.org/wiki/Taipei_101.
- [50] Wood, S., Flow around a sphere, 2014. [Online].
Available: <http://stephenwoodengineering.com/2013/04/24/flow-around-a-sphere/>.
- [51] Yongnam, P., Urban Flow and Dispersion. [Online].
Available: <http://euler.yonsei.ac.kr/2011/10/19/urban-flow-and-dispersion/>.
- [52] Zhang, Z., Zhang, X., Direct Simulation of Low-Re Flow around a Square Cylinder by Numerical Manifold Method for Navier-Stokes Equations, *Journal of Applied Mathematics Volume 2012*, 2012. [Online].
Available: <http://www.hindawi.com/journals/jam/2012/465972/>.
- [53] *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Porto: Porto Editora, 2006.

