



AVALIAÇÃO DE MÉTODOS NORMATIVOS PARA DETERMINAÇÃO DA RESPOSTA
AERODINÂMICA DE EDIFICAÇÕES

Lívia Fernandes Santos

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Michèle Schubert Pfeil

Rio de Janeiro

Abril de 2018

AVALIAÇÃO DE MÉTODOS NORMATIVOS PARA DETERMINAÇÃO DA
RESPOSTA AERODINÂMICA DE EDIFICAÇÕES

Lívia Fernandes Santos

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof^a. Michèle Schubert Pfeil, D.Sc.

Prof. Ronaldo Carvalho Battista, Ph.D.

Prof. Acir Mércio Loredou-Souza, Ph.D.

Prof. Marcelo Maia Rocha, Dr. Techn.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

ABRIL DE 2018

Santos, Livia Fernandes

Avaliação de Métodos Normativos Para Determinação da Resposta Aerodinâmica de Edificações/ Livia Fernandes Santos. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2018.

XXVIII, 163 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadora: Michèle Schubert Pfeil

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2018.

Referências Bibliográficas: p. 117-120.

1. Edifícios altos. 2. Vento turbulento. 3. NBR 6123/1988. I. Pfeil, Michèle Schubert. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

Aos meus pais, Cristina Fátima e Fernando

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, que formaram bases sólidas para que eu pudesse buscar meu crescimento pessoal e profissional, me dando todo o apoio nas minhas decisões e amor incondicional. São os espelhos da pessoa que busco ser.

Ao meu irmão Lucas e aos meus familiares, pelo carinho e incentivo de todos os dias. Agradeço também aos amigos que estiveram próximos durante os anos de desenvolvimento do trabalho, acompanhando e me dando força.

À minha orientadora, Prof. Michèle Schubert Pfeil, por toda a dedicação, comprometimento, paciência e tantos ensinamentos passados, desde a graduação. Agradeço pelo incentivo e motivação de sempre e pelo exemplo profissional que é para mim.

Aos demais professores do Programa de Engenharia Civil, pelos conhecimentos transmitidos, em especial ao Prof. Ronaldo Battista e à Prof. Eliane Carvalho.

Ao Prof. Acir Mércio Loredo-Souza e ao Prof. Marcelo Maia Rocha, pela disponibilização dos dados experimentais de ensaios de modelos reduzidos em túnel de vento, realizados no Laboratório de Aerodinâmica das Construções da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, e utilizados neste trabalho, bem como pela presteza em sanar todas as dúvidas.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

AVALIAÇÃO DE MÉTODOS NORMATIVOS PARA DETERMINAÇÃO DA RESPOSTA AERODINÂMICA DE EDIFICAÇÕES

Lívia Fernandes Santos

Abril/2018

Orientadora: Michèle Schubert Pfeil

Programa: Engenharia Civil

Os procedimentos normativos são resultados de extensivos estudos e em geral se constituem de modelos simplificados, facilmente aplicáveis. A NBR6123 é a norma brasileira que trata da ação de vento em estruturas de edificações, com última revisão em 1988, e apresenta procedimentos para o cálculo de forças aerodinâmicas em estruturas de comportamento quase-estático e também nas de comportamento dinâmico induzido pela turbulência de vento. O método do modelo discreto da NBR6123 é focado no presente trabalho, resultando na proposta de novos ábacos para a definição do seu fator dinâmico. Apresenta-se também um estudo a respeito da validade da aplicação deste método para a resposta do segundo modo de flexão, culminando na recomendação da adoção de fatores corretores, que possibilitam a incorporação da resposta de modo de vibração com inversão de sinal.

Em relação aos métodos de cálculo de forças aerodinâmicas estáticas, realiza-se um estudo comparativo entre resultados obtidos do processamento de dados experimentais de ensaios em túnel de vento de modelos reduzidos, com o método *High-Frequency Pressure Integration* (HFPI), metodologias teóricas e procedimentos normativos da NBR e das normas europeia e canadense. Conclui-se que a metodologia para análise estática de estruturas submetidas ao vento apresentada na NBR6123/1988 fornece uma resposta inferior às demais metodologias, indicando a necessidade de se realizar ajustes na definição do tempo de rajada.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

EVALUATION OF DESIGN CODE PROCEDURES FOR PREDICTING BUILDING'S
AERODYNAMIC RESPONSE

Lívia Fernandes Santos

April/2018

Advisor: Michèle Schubert Pfeil

Department: Civil Engineering

Design code procedures are the result of extensive research and often consist of simplified models, easy to be applied. The Brazilian code for wind action on buildings (NBR6123), in force since 1988, presents methods to determine aerodynamic forces in structures considering quasi-static and dynamic responses induced by wind turbulence. The NBR6123 discrete model method is focused in the present work, resulting on a proposal of a new set of abacuses to obtain the dynamic factor. The accuracy of this method is also studied when a bending second mode is considered in the dynamic response, and a new set of factors is proposed to adjust the application of the method to vibration modes with changing sign.

In regard to static response procedures, a comparative study was performed between results from experimental data processing, given by wind tunnel tests using High-Frequency Pressure Integration (HFPI) technique, theoretical methodologies and code procedures from Brazilian, European and Canadian design codes. The comparison shows that the results from NBR6123/1988 static procedure underestimates the structures responses. Hence, adjustments on gust duration definition are recommended.

SUMÁRIO

1.INTRODUÇÃO.....	1
1.1.Contextualização e Motivação	1
1.2.Objetivos.....	4
1.3.Apresentação do Trabalho	5
2.CARACTERÍSTICAS DA VELOCIDADE DO VENTO EM TORMENTAS EXTRATROPICAIS	7
2.1.Vento Originados de Ciclones Extratropicais	7
2.2.Modelagem Matemática do Vento	7
2.2.1.Velocidade média.....	8
2.2.2.Propriedades da turbulência.....	8
2.3.Forças Devidas ao Vento nas Estruturas	12
3.ANÁLISE DINÂMICA DAS ESTRUTURAS SUBMETIDAS À AÇÃO DO VENTO.....	15
3.1.Conceitos Gerais	15
3.2.Sistema de Equações de Movimento.....	16
3.3.Método do Fator de Rajada.....	17
3.4.Solução Numérica Modal no Domínio da Frequência	22
3.5.Processos Normativos.....	24
3.5.1.Resposta dinâmica segundo o Eurocódigo 1-4/2005.....	25
3.5.2.Resposta dinâmica segundo a NBR 6123/1988.....	30
3.5.3.Comparativo entre os métodos adotados nas normas.....	32
4.ANÁLISE ESTÁTICA DE ESTRUTURAS SOB AÇÃO DO VENTO	34
4.1.Os Turbilhões e a Duração das Rajadas	34
4.1.1.Tempo de rajada através do tamanho dos turbilhões.....	35
4.1.2.“TVL formula” e Filtro de média móvel.....	36

4.2.Definição do Tempo de Rajada através de Funções de Admitância Aerodinâmica ..	37
4.3.Análise Estática Segundo a NBR 6123/1988.....	42
4.3.1.Lei geral para os perfis de velocidades segundo a NBR6123/1988.....	42
4.3.2.Determinação das forças estáticas.....	46
4.4.Análise Estática Segundo o Eurocódigo 1-4/2005	48
4.5.Análise Estática Segundo a NBCC	49
5.PROPOSTA DE AJUSTES AO MÉTODO DO MODELO DISCRETO MODIFICADO POR ALGABA (2016).....	52
5.1.Proposta de Revisão do Método do Modelo Discreto por ALGABA (2016).....	52
5.2.Análise das Simplificações Presentes no Método do Modelo Discreto	53
5.2.1.Coefficientes corretores.....	54
5.2.2.Fator de pico.....	57
5.3.Novos Ábacos para NBR6123	59
5.4.Exemplo de Aplicação dos Novos Ábacos	60
5.4.1.Edifício CAARC.....	61
5.4.2.Edificação com propriedades variáveis ao longo da altura.....	65
5.5.Validade dos Ábacos Para Outras Formas Modais	66
5.5.1.Coefficiente corretor para a forma modal típica do segundo modo.....	71
5.5.2.Ajustes nos ábacos para a resposta do 2º modo de vibração.....	72
6.COMPARAÇÕES ENTRE OS MÉTODOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS PARA ANÁLISE ESTÁTICA E DINÂMICA	76
6.1.Aspectos Gerais.....	76
6.2.Estudo Comparativo entre os Procedimentos Normativos	76
6.2.1.Características dos edifícios analisados.....	77
6.2.2.Características do vento e do terreno.....	78
6.2.3.Análise dinâmica.....	81
6.2.4.Análise estática.....	83

6.2.5.Resultados Comparativos.....	85
6.3.Análise Através de Dados Coletados em Túnel de Vento	88
6.3.1.Ensaio em Túnel de Vento - Técnica HFPI.....	89
6.3.2.O Vento Natural Simulado e Ensaio Realizados.....	90
6.3.3.Metodologia para a obtenção dos esforços de pico através dos dados experimentais.....	93
6.3.4.Análise comparativa entre métodos teóricos e resultados experimentais.....	98
7.CONCLUSÕES E PROPOSTAS DE CONTINUIDADE.....	113
7.1.Conclusões.....	113
7.2.Propostas para Continuidade.....	115
8.REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	117
ANEXO A - Coeficientes Corretores.....	121
ANEXO B – Conjunto de novos ábacos para a NBR6123.....	124
ANEXO C – Cálculos Parciais da Forças Dinâmicas Equivalentes Através do Método do Modelo Discreto (modificado)	141
ANEXO D – Proposta de Texto para o item 9 da NBR6123	160
ANEXO E – Cálculos Intermediários para a Definição dos Coeficientes Estruturais do Eurocódigo 1-4/2005	162

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Cadeia do carregamento de vento (adaptado de DAVENPORT, 1977, apud HOLMES, 2015)	2
Figura 1.2- Momento fletor na base em função da velocidade média no topo do prédio B. (a) momento médio; (b) momento flutuante de pico; (c) momento total (ALGABA et al, 2016).....	4
Figura 2.1 – Função de admitância aerodinâmica – dados experimentais e função de ajuste (n=f) (VICKERY, 1965, apud HOLMES, 2015)	13
Figura 3.1 - Histórico da ação do vento (a) e a resposta de duas estruturas: uma com frequência natural de vibração elevada (b) e outra com frequência natural baixa (c) (adaptada de HOLMES, 2015).....	16
Figura 3.2 - Processo probabilístico de Davenport (adaptada de DAVENPORT, 1967)	19
Figura 3.3 - Função densidade espectral da resposta de uma estrutura com resposta ressonante significativa (adaptado de HOLMES, 2015).....	21
Figura 3.4 – Ábacos para a definição do coeficiente de amplificação dinâmica para terreno de categoria II (ABNT, 1988)	32
Figura 4.1 – Relação entre o tamanho do turbilhão e a dimensão da edificação (BLESSMANN, 1988).....	36
Figura 4.2 – Função de admitância aerodinâmica para uma área de forma quadrada, com linha de influência de resposta uniforme e igual a 1 (linha sólida) e as funções de admitância aerodinâmicas equivalentes aos filtros de média móvel com a constante $C = Cr$ e Cr^3 (DYRBYE e HANSEN, 1996).....	39
Figura 4.3 – Área efetiva em função da velocidade média horária, correspondente a um filtro de média móvel de 3s (a) e 0,2s (b) (adaptado de HOLMES e ALLSOP (2013) e HOLMES et al., (2014)).....	40
Figura 4.4 - Fatores de pico em função da área efetiva, calculados através das funções de transferência representadas pelo filtro de média móvel de 2,2s e as funções de admitância aerodinâmica.....	41
Figura 4.5 –Gráfico ilustrando a equivalência entre as áreas dos espectros definidos pelas funções de transferência para cálculo dos fatores de pico	42
Figura 5.1 – Gráfico com o C_{corr} variando conforme a relação $V_p/f L$ para os prédios com 25m de altura, categorias de terreno I e V, $\phi = z/h$ e $\zeta=1\%$	56

Figura 5.2 – Gráfico com o C_{corr} variando conforme a relação $V_p/f L$ para os prédios com 200m de altura, categorias de terreno I e V, $\phi = z/h$ e $\zeta=1\%$	56
Figura 5.3 – Gráfico com o C_{corr} variando conforme a relação $V_p/f L$ para velocidades básicas de 30m/s, 40m/se 50m/s. Prédio 10, categoria de terreno I, $\phi = z/h$ e $\zeta=1\%$	57
Figura 5.4 – Comparação entre o fator de pico calculado através da eq. (3.4), considerando ν igual à frequência natural e ν calculado através da razão entre os momentos espectrais	58
Figura 5.5 – Ábacos para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria I. a) Presente na NBR6123/1988 (ABNT, 1988), para a relação $l/h \geq 0,2$. b) Novo ábaco proposto para $\zeta=1\%$	60
Figura 5.6 – Visão geral do edifício CAARC (adaptado de LOREDO-SOUZA et al., 20--, apud CARINI, 2017). Dimensões em metros	61
Figura 5.7 – Forma modal do tipo $\phi = z/h$	62
Figura 5.8 – Forças estáticas equivalentes para o edifício CAARC, calculadas segundo o MMD modificado e o programa NFREQ	64
Figura 5.9 – Geometria do edifício fictício analisado – dimensões em metros	65
Figura 5.10 – Forças estáticas equivalentes para o edifício com propriedades variáveis ao longo da altura, calculadas segundo o MMD modificado e o programa NFREQ, para a categoria I (a) e categoria V (b)	66
Figura 5.11 – Formas modais típica do 1º e 2º modo de vibração para uma viga engastada e livre sujeita à vibração transversal.....	68
Figura 5.12 – Forças estáticas equivalentes para o edifício CAARC, vento na direção x, categoria de terreno I, calculadas segundo o MMD modificado e o programa NFREQ, utilizando as formas modais para o 1º e 2º modo de acordo com a eq. (5.12).....	69
Figura 5.13– Gráfico com o coeficiente corretor variando conforme a relação $V_p/f.L$ para os prédios com 25m de altura, categorias de terreno I e V, 2º modo de vibração e $\zeta =1\%$	71
Figura 5.14 – Gráfico com o coeficiente corretor variando conforme a relação $V_p/f.L$ para os prédios com 200m de altura, categorias de terreno I e V, 2º modo de vibração e $\zeta =1\%$	72

Figura 5.15 – Coeficiente corretor a ser aplicado no fator dinâmico para a consideração do 2º modo de vibração.....	73
Figura 5.16 – Distribuição das forças estáticas equivalentes para o caso em que a forma modal é a típica do 2º modo de vibração	74
Figura 6.1 – Visão geral do edifício E16 (adaptado de LOREDO-SOUZA et al., 20--, apud CARINI, 2017). Dimensões em metros.....	77
Figura 6.2 – Perfis de velocidade média em 10min (NBR6123 e Eurocódigo) e velocidade média horária (NBCC), correspondentes a uma velocidade básica de 30m/s (a) e perfis de intensidade de turbulência (b), para as categorias de terreno III/IV e V	80
Figura 6.3 – Comparativo entre os esforços cortantes e momentos fletores na base do edifício CAARC, para vento atuando na direção x, categoria III/IV	85
Figura 6.4 – Comparativo entre os esforços cortantes e momentos fletores na base do edifício CAARC, para vento atuando na direção y, categoria III/IV	86
Figura 6.5 – Comparativo entre os esforços cortantes e momentos fletores na base do edifício E16, para vento atuando na direção x, categoria V	86
Figura 6.6 – Comparativo entre os esforços cortantes e momentos fletores na base do edifício E16, para vento atuando na direção y, categoria V	87
Figura 6.7 – Modelo de tomada de pressões do edifício CAARC, utilizado por OLIVEIRA (2009).....	90
Figura 6.8 - Dispositivos de geração das diferentes camadas limites do túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann. a) $p = 0,23$; b) $p = 0,34$. (LOREDO-SOUZA et al., 2004).	91
Figura 6.9 – Características do vento simulado no ensaio com $p=0,23$ (Exp), na escala do protótipo do prédio CAARC, em comparação com perfis teóricos. a) Perfil vertical de velocidade; b) Intensidade da componente longitudinal da turbulência; c) Escala espacial da componente longitudinal da turbulência.....	92
Figura 6.10 – Características do vento simulado no ensaio com $p=0,34$ (Exp), na escala do protótipo do prédio E16, em comparação com perfis teóricos. a) Perfil vertical de velocidade; b) Intensidade da componente longitudinal da turbulência; c) Escala espacial da componente longitudinal da turbulência	93
Figura 6.11 – Espectros da força modal ($\phi = z/h$) para vento atuando na direção x do edifício CAARC (a) e do edifício E16 (b)	103

Figura 6.12 – Espectro da força modal ($\phi = z/h$) para vento atuando na direção x do edifício CAARC (a) e do edifício E16 (b)	104
Figura 6.13 – Comparativo entre os esforços cortantes e momentos fletores na base do edifício CAARC, para vento atuando na direção x, categoria III/IV	105
Figura 6.14 – Comparativo entre os esforços cortantes e momentos fletores na base do edifício CAARC, para vento atuando na direção y, categoria III/IV	105
Figura 6.15 – Comparativo entre os esforços cortantes e momentos fletores na base do edifício E16, para vento atuando na direção x, categoria V	106
Figura 6.16 – Comparativo entre os esforços cortantes e momentos fletores na base do edifício E16, para vento atuando na direção y, categoria V	106
Figura 6.17 – Espectro da força modal ($\phi = z/h$) para vento atuando na direção x do edifício CAARC (a) e do edifício E16 (b), na região da frequência de 0,2Hz	107
Figura 6.18 – Esforço cortante de pico na base do edifício CAARC (a) e correspondente momento fletor (b), calculados segundo diversas metodologias. Vento atuando na direção x	109
Figura 6.19 – Esforço cortante de pico na base do edifício CAARC (a) e correspondente momento fletor (b), calculados segundo diversas metodologias. Vento atuando na direção y	109
Figura 6.20 – Esforço cortante de pico na base do edifício E16 (a) e correspondente momento fletor (b), calculados segundo diversas metodologias. Vento atuando na direção x	110
Figura 6.21 – Esforço cortante de pico na base do edifício E16 (a) e correspondente momento fletor (b), calculados segundo diversas metodologias. Vento atuando na direção y	110
Figura A. 1– Gráfico com o C_{corr} variando conforme a relação $V_p/f.L$ para os prédios com 50m de altura, categorias de terreno I e V, $\phi = z/h$ e $\zeta=1\%$	121
Figura A. 2– Gráfico com o C_{corr} variando conforme a relação $V_p/f.L$ para os prédios com 100m de altura, categorias de terreno I e V, $\phi = z/h$ e $\zeta=1\%$	121
Figura A. 3– Gráfico com o C_{corr} variando conforme a relação $V_p/f.L$ para os prédios com 200m de altura, categorias de terreno I e V, $\phi = z/h$ e $\zeta=2\%$	122

Figura A. 4– Gráfico com o C_{corr} variando conforme a relação $V_p/f.L$ para os prédios com 50m de altura, categorias de terreno I e V, para forma modal do 2º modo de flexão e $\zeta=1\%$	122
Figura A. 5– Gráfico com o C_{corr} variando conforme a relação $V_p/f.L$ para os prédios com 100m de altura, categorias de terreno I e V, para forma modal do 2º modo de flexão e $\zeta=1\%$	123
Figura A. 6– Gráfico com o C_{corr} variando conforme a relação $V_p/f.L$ para os prédios com 200m de altura, categorias de terreno I e V, para forma modal do 2º modo de flexão e $\zeta=2\%$	123
Figura B. 1- Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria I e taxa de amortecimento $\zeta=1\%$	124
Figura B. 2- Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria I e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$	125
Figura B. 3 - Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria II e taxa de amortecimento $\zeta=1\%$	127
Figura B. 4 - Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria II e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$	128
Figura B. 5- Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria III e taxa de amortecimento $\zeta=1\%$	130
Figura B. 6- Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria III e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$	131
Figura B. 7- Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria IV e taxa de amortecimento $\zeta=1\%$	133
Figura B. 8- Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria IV e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$	134
Figura B. 9- Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria V e taxa de amortecimento $\zeta=1\%$	136
Figura B. 10- Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria V e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$	137

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 – Parâmetros b , p e Fr, II da NBR6123/1988	46
Tabela 5.1 – Dimensões dos prédios utilizados nos testes para definição do C_{corr}	55
Tabela 5.2 – Parâmetros p e b , para tempo de rajada de 10min, segundo a categoria de terreno	62
Tabela 5.3 – Fatores dinâmicos	63
Tabela 5.4 – Esforço cortante e momento fletor resultante da parcela flutuante do vento, na base do edifício CAARC.....	64
Tabela 5.5 – Dimensões e Coeficiente de arrasto ao longo da altura do edifício.....	65
Tabela 5.6 – Esforço cortante e momento fletor resultante da parcela flutuante do vento, na base do edifício.....	66
Tabela 5.7 – Fatores dinâmicos	69
Tabela 5.8 – Esforço cortante e momento fletor resultante da parcela flutuante do vento, na base do edifício CAARC.....	70
Tabela 5.9 - Coeficientes de amplificação dinâmica corrigidos para a forma modal do 2º modo	74
Tabela 5.10 – Esforço cortante e momento fletor resultante da parcela flutuante do vento, na base do edifício CAARC, para a forma modal do 2º modo	74
Tabela 6.1 – Propriedades geométricas dos edifícios CAARC e E16.....	77
Tabela 6.2 – Coeficientes de arrasto ou pressão externa, segundo a NBR6123/1988, Eurocódigo e a NBCC	78
Tabela 6.3 – Velocidades de vento adotadas no estudo	78
Tabela 6.4 – Parâmetros associados a cada categoria de terreno para $\Delta t = 10min$ NBR6123 e Eurocódigo e $\Delta t = 1h$ (NBCC).....	79
Tabela 6.5 – Esforços na base do edifício CAARC, calculados segundo a solução NFREQ, para vento atuando na direção x	81
Tabela 6.6 – Esforços na base do edifício CAARC, calculados segundo a solução NFREQ, para vento atuando na direção y	82
Tabela 6.7 – Esforços na base do edifício E16, calculados segundo a solução NFREQ, para vento atuando na direção x	82
Tabela 6.8 – Esforços na base do edifício E16, calculados segundo a solução NFREQ, para vento atuando na direção y	82

Tabela 6.9 – Esforços na base do edifício CAARC, calculados segundo o procedimento 1 do Eurocódigo 1-4/2005, para vento atuando na direção x	83
Tabela 6.10 – Esforços na base do edifício CAARC, calculados segundo o procedimento 1 do Eurocódigo 1-4/2005, para vento atuando na direção y.....	83
Tabela 6.11 – Esforços na base do edifício E16, calculados segundo o procedimento 1 do Eurocódigo 1-4/2005, para vento atuando na direção x	83
Tabela 6.12 – Esforços na base do edifício E16, calculados segundo o procedimento 1 do Eurocódigo 1-4/2005, para vento atuando na direção y	83
Tabela 6.13 – Tempos de rajada, parâmetros b, p, Fr e S2 no topo	84
Tabela 6.14 – Esforços na base calculados segundo o procedimento estático da NBR6123/1988.....	84
Tabela 6.15 – Esforços na base calculados segundo o procedimento estático 1 do Eurocódigo 1-4/2005	84
Tabela 6.16 – Esforços cortantes e momentos fletores de pico calculados na base do edifício CAARC, segundo a análise estática do NBCC/2010, para um terreno com exposição B	85
Tabela 6.17 - Velocidade média no topo do edifício de acordo com a direção de incidência do vento.....	91
Tabela 6.18 – Coeficientes de arrasto calculados através da NBR6123/1988 e aqueles obtidos através dos resultados experimentais	98
Tabela 6.19 – Esforços na base do edifício CAARC, obtidos através de resultados experimentais com a técnica HFPI, para vento atuando na direção x	99
Tabela 6.20 – Esforços na base do edifício CAARC, obtidos através de resultados experimentais com a técnica HFPI, para vento atuando na direção y	100
Tabela 6.21 – Esforços na base do edifício E16, obtidos através de resultados experimentais com a técnica HFPI, para vento atuando na direção x.....	100
Tabela 6.22 – Esforços na base do edifício E16, obtidos através de resultados experimentais com a técnica HFPI, para vento atuando na direção y.....	100
Tabela 6.23 – Esforços na base do edifício CAARC, calculados segundo a solução NFREQ para vento atuando na direção x	101
Tabela 6.24 – Esforços na base do edifício CAARC, calculados segundo a solução NFREQ para vento atuando na direção y	101
Tabela 6.25 – Esforços na base do edifício E16, calculados segundo a solução NFREQ para vento atuando na direção x.....	101

Tabela 6.26 – Esforços na base do edifício E16, calculados segundo a solução NFREQ para vento atuando na direção y.....	101
Tabela 6.27 – Esforços na base do edifício CAARC, calculados segundo a solução NFREQ ($I_u = 5,82\%$) para vento atuando na direção x	104
Tabela 6.28 – Esforços na base do edifício CAARC, calculados segundo a solução NFREQ ($I_u = 5,82\%$) para vento atuando na direção y	104
Tabela 6.29 – Esforços na base do edifício E16, calculados segundo a solução NFREQ ($I_u = 7,43\%$) para vento atuando na direção x	104
Tabela 6.30 – Esforços na base do edifício E16, calculados segundo a solução NFREQ ($I_u = 7,43\%$) para vento atuando na direção y	105
Tabela 6.31 – Tempos de rajada obtidos com a metodologia proposta pela NBR6123/1988, por HOLMES e ALLSOP (2013) e HOLMES et al. (2014) e por DYRBYE e HANSEN (1996)	108
Tabela 6.32 – Esforços na base calculados segundo a metodologia da “rajada estática equivalente”	108
Tabela B. 1 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria I e taxa de amortecimento $\zeta=1\%$	125
Tabela B. 2 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria I e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$	126
Tabela B. 3 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria II e taxa de amortecimento $\zeta=1\%$	128
Tabela B. 4 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria II e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$	129
Tabela B. 5 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria III e taxa de amortecimento $\zeta=1\%$	131
Tabela B. 6 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria III e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$	132
Tabela B. 7 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria IV e taxa de amortecimento $\zeta=1\%$	134
Tabela B. 8 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria IV e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$	135

Tabela B. 9 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria V e taxa de amortecimento $\zeta=1\%$	137
Tabela B. 10 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria V e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$	138
Tabela B. 11 - Coeficientes corretores δ a serem aplicados ao fator dinâmico para a consideração do 2º modo de vibração.....	139
Tabela C. 1 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção x, $f_x = 0,23 \text{ Hz}$, forma modal $\phi = z/h$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno I	142
Tabela C. 2 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção x, $f_x = 0,23 \text{ Hz}$, forma modal $\phi = z/h$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno V	143
Tabela C. 3 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção y, $f_y = 0,20 \text{ Hz}$, forma modal $\phi = z/h$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno I	144
Tabela C. 4 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção y, $f_y = 0,20 \text{ Hz}$, forma modal $\phi = z/h$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno V	145
Tabela C. 5 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício com dimensões variadas ao longo da altura (Figura 5.9), vento incidindo na direção x, $f_x = 0,23 \text{ Hz}$, forma modal $\phi = z/h$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno I	146
Tabela C. 6 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício com dimensões variadas ao longo da altura (Figura 5.9), vento incidindo na direção x, $f_x = 0,23 \text{ Hz}$, forma modal $\phi = z/h$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno V	147
Tabela C. 7 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção x, $f_x = 0,23 \text{ Hz}$, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=1$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno I	148
Tabela C. 8 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção x, $f_x = 0,23 \text{ Hz}$, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=1$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno V	149

Tabela C. 9 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção y, $f_y = 0,20 \text{ Hz}$, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=1$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno I	150
Tabela C. 10 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção y, $f_y = 0,20 \text{ Hz}$, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=1$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno V	151
Tabela C. 11 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção x, $f_x = 0,72 \text{ Hz}$, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=2$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno I. Sem correção dos fatores dinâmicos para o 2º modo de vibração	152
Tabela C. 12 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção x, $f_x = 0,72 \text{ Hz}$, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=2$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno V. Sem correção dos fatores dinâmicos para o 2º modo de vibração	153
Tabela C. 13 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção y, $f_y = 0,66 \text{ Hz}$, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=2$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno I. Sem correção dos fatores dinâmicos para o 2º modo de vibração	154
Tabela C. 14 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção y, $f_y = 0,66 \text{ Hz}$, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=2$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno V. Sem correção dos fatores dinâmicos para o 2º modo de vibração	155
Tabela C. 15 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção x, $f_x = 0,72 \text{ Hz}$, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=2$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno I. Com correção dos fatores dinâmicos para o 2º modo de vibração	156
Tabela C. 16 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção x, $f_x = 0,72 \text{ Hz}$, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=2$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno V. Com correção dos fatores dinâmicos para o 2º modo de vibração	157
Tabela C. 17 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção y, $f_y = 0,66 \text{ Hz}$, forma modal de acordo com a eq. (5.12)	

para $n=2$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno I. Com correção dos fatores dinâmicos para o 2º modo de vibração	158
Tabela C. 18 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção y, $f_y = 0,66 \text{ Hz}$, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=2$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno V. Com correção dos fatores dinâmicos para o 2º modo de vibração	159
Tabela E. 1– Coeficiente estrutural <i>cscd</i> (procedimento 1 do Eurocódigo 1-4/2005) para o edifício CAARC, calculado segundo o vento atuando na direção x	162
Tabela E. 2 – Coeficiente estrutural <i>cscd</i> (procedimento 1 do Eurocódigo 1-4/2005) para o edifício CAARC, calculado segundo o vento atuando na direção y	162
Tabela E. 3 – Coeficiente estrutural <i>cscd</i> (procedimento 1 do Eurocódigo 1-4/2005) para o edifício E16, calculado segundo o vento atuando na direção x.....	163
Tabela E. 4 – Coeficiente estrutural <i>cscd</i> (procedimento 1 do Eurocódigo 1-4/2005) para o edifício E16, calculado segundo o vento atuando na direção y.....	163

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas maiúsculas:

A	Área frontal.
A_0	Área de referência arbitrária.
A_e	Área frontal efetiva.
$A_k; A_i$	Área efetiva associada ao nó k e i .
A_{ref}	Área de referência da construção ou do elemento de construção.
B	Fator de resposta quase-estática (<i>background</i>).
B^2	Coefficiente de resposta quase-estática.
C	Constante determinada experimentalmente.
C_a	Coefficiente de arrasto da estrutura.
C_{as}	Coefficiente de arrasto superficial.
C_2	Coefficiente corretor a ser aplicado ao fator dinâmico do método do modelo discreto quando a forma modal é a típica do segundo modo de vibração.
C_{corr}	Coefficiente corretor para que o cálculo do modelo discreto da NBR seja igual/similar ao cálculo no domínio da frequência.
C_e	Fator de exposição, para a NBCC.
C_g	Fator de rajada, para NBCC.
C_p	Coefficiente de pressão externa, para a NBCC.
$C_y; C_z$	Coefficientes de decaimento experimentais da correlação espacial nas direções y e z .
C_r	Coefficiente de decaimento na direção r .
E	Fator de energia da rajada na frequência natural.
$\mathbf{F}(t)$	Vetor de forças nodais externas.
$F(t)$	Histórico no tempo do esforço cortante na base.
$F(x, y, z, t)$	Força de arrasto no instante t , nas coordenadas x, y, z .
F_a	Força estática equivalente a ser aplicada na estrutura, segundo a NBR6123/1988.
$\hat{F}(x, y, z, t)$	Força flutuante.
$\bar{F}(z)$	Força estática associada à velocidade média \bar{U} .
F_{fr}	Força exercida pelo vento sobre uma estrutura, resultante do atrito nas superfícies laterais, segundo o Eurocódigo 1-4/2005.
F_H	Força H, do método do modelo discreto.
$\hat{\mathbf{F}}_j$	Vetor de forças nodais equivalente, correspondente ao modo j de vibração.

$F_{r,II}$	Fator de rajada para uma categoria de terreno II.
$F_{r,i}$	Fator de rajada para uma categoria de terreno i .
$F_{w,e}$	Força exercida pelo vento sobre uma estrutura, resultante das pressões externas, segundo o Eurocódigo 1-4/2005.
$F_{w,i}$	Força exercida pelo vento sobre uma estrutura, resultante das pressões internas, segundo o Eurocódigo 1-4/2005.
G	Fator de rajada.
$ H(f) ^2$	Função de resposta em frequência.
$I_i(z)$	Intensidade local da turbulência na altura z para a componente $i=u, v, w$.
I_w	Fator de importância.
K	Matriz de rigidez.
L	Tamanho médio dos turbilhões.
L^*	Comprimento característico da estrutura.
$L(z_s)$	Escala de turbulência, à altura de referência z_s .
$L_i(r)$	Escala espacial de turbulência na direção i .
L_u	Escala espacial de turbulência na direção longitudinal do vento.
M	Matriz de massa.
$M(t)$	Histórico no tempo do momento fletor na base.
Num	Número de nós em que a estrutura é discretizada.
R	Fator de resposta ressonante.
R^2	Coefficiente de resposta ressonante.
$R_h; R_b$	Funções de admitância aerodinâmica, segundo o Eurocódigo 1-4/2005.
$R_i(r, r')$	Função correlação cruzada da componente i dos vetores de velocidade flutuante nos pontos r e r' .
S	Fator de redução do tamanho.
S_1	Fator topográfico.
S_2	Fator que considera a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e a altura sobre o terreno.
S_3	Fator estatístico.
$S(f)$	Densidade espectral.
$S_F(f)$	Função de densidade espectral de potência da força de vento.
$S_{F_k, F_i}(k, i, f)$	Espectro cruzado das forças nodais k e i função da frequência f .
$S_{\hat{f}}(f)$	Função de densidade espectral de potência da força flutuante.

$S_{F,k}(f)$	Função de densidade espectral de potência da força flutuante de vento para o ponto k .
$S_{F_i,F_k}(f)$	Espectro cruzado das forças flutuantes nos nós k e i , função da frequência f .
$S_L(z_s, f_n)$	Função de densidade espectral de potência adimensional.
$S_{a,j}(f)$	Função de densidade espectral da amplitude do modo j .
S_N	Espectro cruzado da turbulência normalizado.
$S_{p,j}(f)$	Função de densidade espectral da força modal do modo j .
$S_u(f)$	Função de densidade espectral da velocidade de vento flutuante em função da frequência.
$S_{u,i}(f)$	Função de densidade espectral da velocidade flutuante no nó i na direção u .
$S_{u,k}(f)$	Função de densidade espectral da velocidade flutuante no nó k na direção u .
$S_{ui,uk}(i, k, f)$	Função densidade espectral cruzada da turbulência nos nós i e k , na direção
$S_u'(f)$	Espectro normalizado da velocidade flutuante do vento.
$S_x(f)$	Função de densidade espectral do deslocamento na direção x .
T	Intervalo de tempo da estimativa.
$\mathbf{U}(x, y, z, t)$	Vetor velocidade de vento no instante t .
$\bar{\mathbf{U}}(z)$	Vetor de velocidade média na altura z , na direção x .
$\bar{U}(10)$	Velocidade média a uma altura de 10m.
$\bar{U}(z)$	Velocidade média na altura z .
\bar{U}_t	Velocidade média sobre t segundos no topo da edificação.
U_t	Velocidade média de deslocamento do turbilhão.
U_0 ou V_0	Velocidade básica: velocidade definida para um tempo de rajada igual a 3s, excedida em média uma vez a cada 50 anos, a 10m de altura, em terreno de categoria II.
$U_i(10)$	Velocidade definida para um tempo de rajada igual a 3s, para categoria de terreno i .
V_{450}	Velocidade de referência, corresponde medida no ensaio em túnel de vento a uma altura de 450mm.
V_k	Velocidade característica do vento.
V_p	Velocidade de projeto, definida na altura $z=10\text{ m}$, no intervalo de 10min, para um terreno de categoria II.
V_{ref}	Velocidade de referência, corresponde a uma velocidade média horária coletada a 10 m acima do nível do solo, em terreno plano e aberto (exposição A, de acordo com a NBCC), considerando um período de retorno de 50 anos.

- X_1 Frequência adimensionalizada no espectro de Harris.
- $X; \dot{X}; \ddot{X} (t)$ Vetor de deslocamentos, velocidades e acelerações nodais função de t .

Letras romanas minúsculas:

- $a_1(t)$ Histórico no tempo do deslocamento modal calculado através do autovetor ϕ_1 .
- $a^*_1(t)$ Histórico no tempo do deslocamento modal calculado através do autovetor ϕ^*_1 .
- $a_j; \dot{a}_j; \ddot{a}_j(t)$ Amplitude do modo de vibração j e primeira e segunda derivadas no tempo.
- b Parâmetro para ajuste da categoria de terreno.
- c Coeficiente de amortecimento do sistema de um grau de liberdade.
- $c(t)$ Parâmetro que depende só do intervalo de tempo.
- $c_o(z)$. Coeficiente de orografia.
- c_d Coeficiente dinâmico.
- $c_{f,0}$ Coeficiente de arrasto ou força para elementos sem livre escoamento em torno das extremidades.
- c_f Coeficiente de arrasto ou força relativo à construção ou ao elemento de construção, segundo o Eurocódigo 1-4/2005.
- c_{pe} Coeficiente de pressão para a pressão exterior.
- $c_r(z)$ Coeficiente de rugosidade.
- c_s Coeficiente de dimensão.
- $c_s c_d$ Coeficiente estrutural.
- d Comprimento do turbilhão na direção do vento.
- dz Altura entre cada nó em que a estrutura é discretizada.
- f Frequência das rajadas em Hz.
- f_n Frequência natural da estrutura.
- f_x Frequência natural de vibração correspondente ao modo de vibração com flexão na direção y exclusivamente.
- f_y Frequência natural de vibração correspondente ao modo de vibração com flexão na direção x exclusivamente.
- g Fator de pico.
- h Altura da construção.
- $i ; k$ Nós i e k da estrutura discretizada.
- k Rigidez do sistema de um grau de liberdade.

k_l	Fator de turbulência.
k_r	Coefficiente de terreno.
l_1	Largura da construção na direção perpendicular ao vento.
m	Massa do sistema de um grau de liberdade.
$m_0 ; m_2$	Momentos espectrais de ordem 0 e 2.
\bar{m}_j	Massa modal do modo j.
m_k	Massa associada ao nó k.
n_{cruz}	Número de vezes que o histórico do esforço flutuante cruzou o eixo horizontal de forma ascendente.
p	Exponente que depende da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo.
$p_0(t)$	Histórico no tempo da força modal calculada com $\phi = (z/h)^0$.
$p_1(t)$	Histórico no tempo da força modal calculada com $\phi = (z/h)^1$.
$\bar{p}_j(t)$	Força modal do modo j.
q	Pressão dinâmica do vento.
\bar{q}	Pressão de vento relativa à velocidade média.
q_p	Pressão dinâmica de pico.
$q_p(z_e)$	Pressão dinâmica de pico na altura z_e .
t_G	Intervalo de tempo entre os registros de uma medição.
u, v, w	Componentes da velocidade nas direções cartesianas x, y e z .
$u(x, y, z, t)$	Velocidade flutuante de vento no instante t, nas coordenadas x, y, z.
u^*	Velocidade cisalhante ou de fricção.
$u(t, r)$	Componente da velocidade flutuantes na direção x, no tempo t e no ponto r.
v_b	Velocidade básica de vento para o Eurocódigo 1-4/2005.
w_e	Pressão exterior.
$x; \dot{x}; \ddot{x}(t)$	Deslocamento, velocidade e aceleração em função do tempo t.
\bar{x}	Resposta ou deslocamento médio.
x_{max}	Resposta ou deslocamento máximo absoluto.
\hat{x}_{max}	Resposta ou deslocamento flutuante de pico.
$y_i ; y_k$	Coordenada y do nó i e k.
z	Altura a cima da superfície.
z_0	Comprimento de rugosidade.
$z_{0,II}$	Comprimento de rugosidade associado à categoria II de terreno.
z_e	Altura de referência para cálculo da pressão de pico, segundo o Eurocódigo 1-4/2005.

$z_i ; z_k$	Coordenada z do nó i e k .
z_{ref}	Altura de referência.
z_s	Altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural.

Letras gregas:

α	Coeficiente de proporcionalidade entre o amortecimento e a massa.
β	Parâmetro que varia de acordo com a categoria de terreno.
β_σ	Fator experimental para o cálculo aproximado de σ_u .
γ	Exponente que define a forma modal.
γ_{euler}	Constante de Euler = 0,5772.
δ	Decremento logarítmico total de amortecimento.
Δr	Comprimento entre as coordenadas $(y_k; z_k)$ e $(y_i; z_i)$.
ζ	Taxa de amortecimento da estrutura.
κ	Constante de Von Kármán. $\kappa=0,4$.
ν	Frequência efetiva de resposta.
ξ	Coeficiente de amplificação ou fator dinâmico do método do modelo discreto.
ρ	Massa específica do ar.
ρ_{est}	Densidade média do prédio.
$\rho_i(r)$	Função correlação cruzada normalizada.
$\sigma_i(z)$	Desvio padrão da velocidade flutuante para a componente $i=u,v,w$.
σ_q	Desvio padrão da pressão dinâmica de pico.
σ_u	Desvio padrão da velocidade flutuante na direção i .
$\sigma_{a,j}^2$	Variância da amplitude do modo j .
σ_x	Desvio padrão da resposta/deslocamento flutuante.
$\sigma_{a,j,MMD}^2$	Variância da amplitude do modo j , calculada através do método do modelo discreto.
$\sigma_{a,j,NFREQ}^2$	Variância da amplitude do modo j , calculada através da solução numérica modal no domínio da frequência
σ_i^2	Variância das velocidades flutuantes do vento na direção i .
σ_u^2	Variância das velocidades flutuantes do vento na direção u .
σ_x^2	Variância da resposta/deslocamento flutuante na direção x .
τ	Defasagem de tempo.
Φ	Matriz modal de autovetores.

ϕ_j	Autovetor relacionado ao modo j de vibração, normalizado pela coordenada máxima do vetor
ϕ_j^*	Autovetor relacionado ao modo j de vibração, normalizado pela massa modal
$\phi_{j,i}; \phi_{j,k}$	Componente do autovetor do modo j, na direção da força de vento, no nó i e k
$\chi(f)$	Função de admitância aerodinâmica.
Ψ_i	Massa adimensionalizada.
Ψ_r	Coefficiente de redução para seções quadradas com cantos arredondados.
$\Psi_u(i, k, f)$	Função co-espectro normalizado.
$\Psi_{u_{med}}(f)$	Co-espectro normalizado médio.
Ψ_λ	Coefficiente de efeitos de extremidade para elementos cujas extremidades sejam livremente contornadas pelo vento.
ω	Frequência angular de excitação.
ω_j	Frequência natural angular referente ao modo j, em rad/seg.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Contextualização e Motivação

O carregamento de vento em estruturas civis representa uma das ações ambientais de maior importância no projeto das construções. No entanto, o estudo a respeito da ação do vento sobre as estruturas foi sempre dificultoso, especialmente em virtude da multidisciplinariedade do assunto, que envolve probabilidade e estatística, devido à natureza aleatória do carregamento, meteorologia, dinâmica dos fluidos e dinâmica estrutural (HOLMES, 2015).

Dentre os ventos fortes caracterizados, os ciclones extratropicais são aqueles mais bem-comportados, que apresentam o melhor equilíbrio dinâmico com a rugosidade da superfície terrestre. São também os ventos mais bem estudados, que servem de base para a maioria das normas que tratam das forças causadas pelo vento (BLESSMANN, 2013).

Os procedimentos normativos são resultado de extensivos estudos e constituem modelos simplificados, facilmente aplicáveis. Em geral, as normas e códigos versados na ação do vento em estruturas contém os seguintes elementos:

- A especificação de uma velocidade básica de vento para várias localizações;
- Fatores que proporcionam o ajuste da velocidade de acordo com os efeitos da altura acima do terreno e seu tipo, e, ocasionalmente, mudanças no terreno, topografia, direção do vento e efeitos de vizinhança;
- Coeficientes de pressão, de forma e de força aerodinâmica para variados tipos de construções;
- Considerações sobre a possibilidade de efeitos dinâmicos em estruturas flexíveis.

Estas características foram listadas na cadeia proposta por DAVENPORT (1977, 1982, *apud* HOLMES, 2015). Os elos da cadeia de Davenport, ilustrados na Figura 1.1, quando bem definidos, contribuem para compor um processo para análise de estruturas submetidas ao vento bem estabelecido e forte (HOLMES, 2015).

Usualmente, os procedimentos de cálculo de forças aerodinâmicas adotados pelas normas de projeto se baseiam no método de fator de rajada proposto por DAVENPORT (1961) para o cálculo da resposta dinâmica das estruturas induzida pela turbulência do vento. Segundo este método, a resposta estática, resultado da ação da parcela média da velocidade de vento, é multiplicada pelo fator de rajada, de forma a considerar as flutuações devidas à turbulência. Ainda que os procedimentos normativos sejam, em geral, baseados em um

mesmo método para a análise dinâmica das estruturas, em virtude da adoção de diferentes técnicas de integração do espectro de resposta, hipóteses e simplificações, os resultados finais podem apresentar divergências.

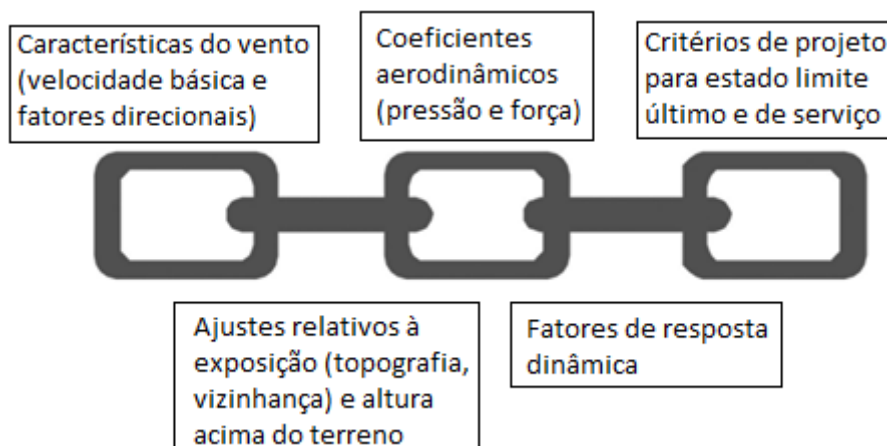


Figura 1.1 – Cadeia do carregamento de vento (adaptado de DAVENPORT, 1977, apud HOLMES, 2015)

A NBR 6123/1988 - Forças devidas ao Vento em Edificações, apresenta em seu item 9 dois procedimentos para determinação dos efeitos dinâmicos devidos à turbulência atmosférica: os métodos do modelo contínuo simplificado e do modelo discreto. Ambos se baseiam no método de Davenport e aplicam a análise modal para a obtenção da resposta de pico flutuante. Embora o método do modelo discreto permita considerar vários modos de vibração na resposta, a confecção dos ábacos para a determinação do fator dinâmico se baseia em uma forma modal definida.

O método de Davenport aplica-se também às estruturas rígidas cujo comportamento é quase-estático, ou seja, depende apenas do valor instantâneo da ação, sendo a resposta ressonante desprezível. As normas Eurocódigo 1-4/2005 e o *National building Code of Canada* – NBCC/2010 utilizam um procedimento baseado no método do fator de rajada, tanto para estruturas de comportamento dinâmico quanto quase-estático.

Para a análise das estruturas de comportamento quase-estático, a norma brasileira utiliza o conceito de tempo de rajada associado ao tamanho dos turbilhões presentes nas rajadas, ou “rajada estática equivalente”, estabelecendo assim uma velocidade de pico que depende das dimensões da estrutura. A norma brasileira define que estruturas com frequências naturais acima de 1Hz não são suscetíveis à ação dinâmica do vento.

A adoção de conceitos básicos distintos para as análises estática e dinâmica na NBR6123 pode resultar em respostas não compatíveis nos casos de estruturas que se

encontrem no limiar entre o comportamento rígido e flexível. Desta forma, a compatibilização dos resultados precisa ser verificada nestes casos.

É de importância ainda ter em conta que os avanços tecnológicos permitiram o desenvolvimento de técnicas de análise mais modernas, criando o ambiente favorável ao desenvolvimento de estudos a respeito da ação do vento sobre as estruturas. Desta forma, surge a necessidade da constante atualização das normas de projeto, para que estas estejam de acordo com os estudos mais recentes a respeito do tema.

As normas de projeto precisam ainda acompanhar o desenvolvimento da construção civil. Com a evolução dos sistemas estruturais, métodos construtivos e materiais, estruturas cada vez mais altas e esbeltas são construídas. Estruturas mais flexíveis são mais suscetíveis à ação do vento, apresentando diversos modos de vibração com frequência natural abaixo de 1Hz. Dessa forma, a consideração de mais de um modo de vibração para a composição da resposta final se torna necessária.

Neste contexto, a comparação de resultados obtidos através das normas com aqueles obtidos de métodos teóricos e também experimentais constituem uma importante ferramenta para a verificação da adequabilidade das normas de projeto atuais.

Nos estudos realizados por CARDOSO (2011) e CARVALHO (2015) foram abordados de forma comparativa métodos teóricos para estimativa da resposta dinâmica de edificações sob a ação de vento turbulento, sendo encontradas expressivas divergências de resultados em alguns casos.

ALGABA (2016) estendeu este estudo comparativo de forma a incluir resultados experimentais de modelos reduzidos ensaiados em túnel de vento do *HFBB Benchmark Study*, proposto pela *International Association for Wind Engineering* (IAWE, 2012). Concluiu-se que a análise dinâmica através do método do modelo discreto (MMD) da NBR6123/1988 resulta em respostas em termos de esforços na base consideravelmente inferiores àquelas obtidas através da solução numérica modal no domínio da frequência, da norma europeia, bem como dos resultados experimentais selecionados, conforme é possível observar da Figura 1.2. Foram então propostas modificações no MMD da referida norma, de forma a compatibilizar a estimativa do comportamento dinâmico no projeto de edificações esbeltas sob ação de vento turbulento aos outros resultados considerados no estudo. Como consequência deste trabalho, foi desenvolvido um novo conjunto de ábacos para a determinação do fator dinâmico do MMD.

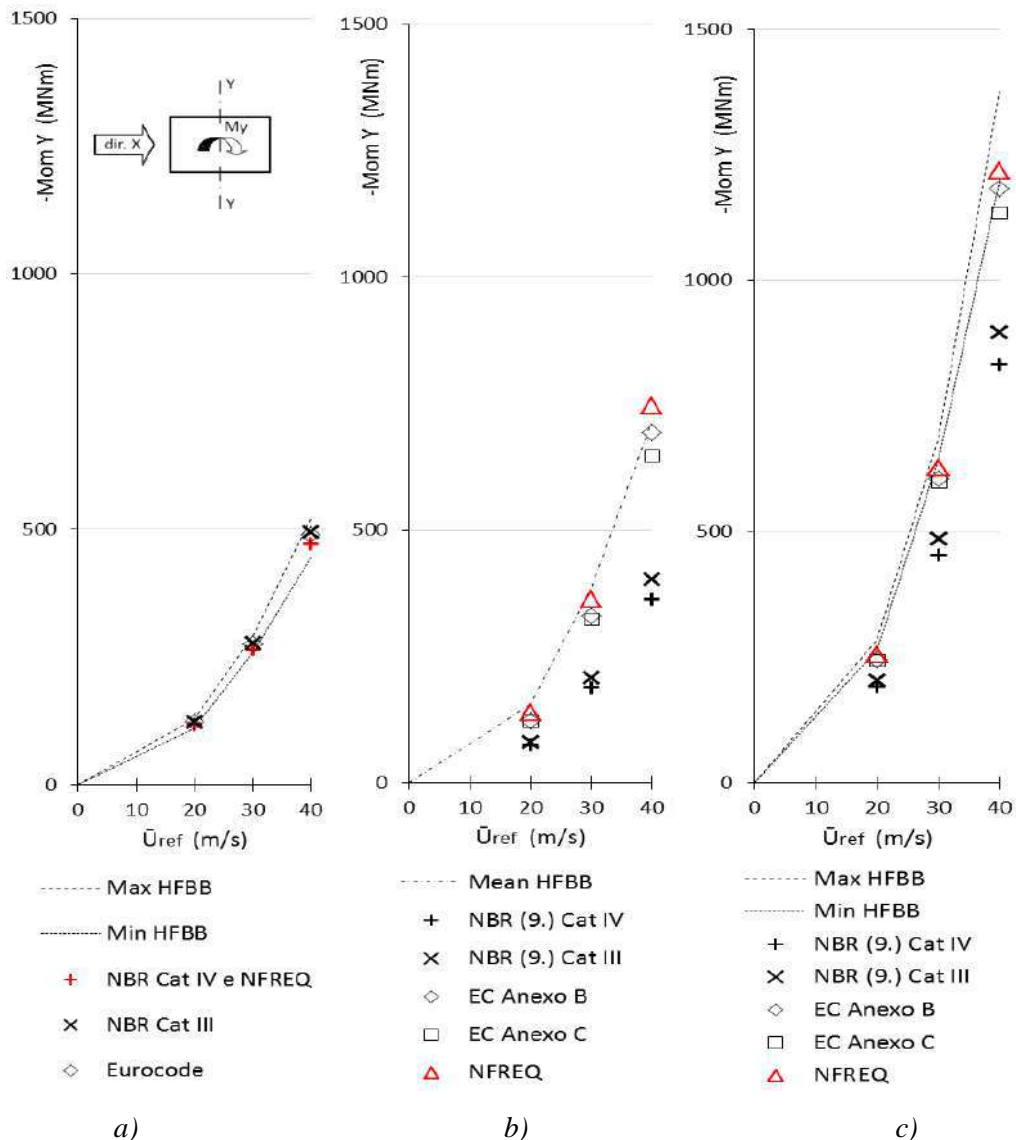


Figura 1.2- Momento fletor na base em função da velocidade média no topo do prédio B. (a) momento médio; (b) momento flutuante de pico; (c) momento total (ALGABA et al, 2016)

1.2. Objetivos

Considerando os resultados alcançados nestes estudos prévios e a defasagem da NBR6123/1988 com relação às demais normas internacionais versadas no assunto, se faz necessário aprofundar os estudos a respeito da análise estática e dinâmica das estruturas submetidas à ação do vento.

O presente trabalho tem como objetivo dar sequência ao trabalho desenvolvido por ALGABA (2016), de forma a contribuir para a atualização da norma brasileira que trata da ação do vento das estruturas. São objetivos específicos:

- Estudar de forma mais aprofundada a influência das diversas variáveis presentes na definição do fator dinâmico do método do modelo discreto da NBR6123/1988.

Dentre elas a forma modal, a frequência natural de vibração e o fator de pico. O estudo tem como objetivo a proposta de novos ajustes ao MMD, de forma a aproximar a resposta daquela obtida através da solução numérica modal no domínio da frequência, especialmente no que diz respeito à consideração de modos de vibração com forma modal com inversão do sinal;

- Realizar estudo comparativo entre as respostas dinâmica e estática, em termos de esforços na base de edificações, obtidas de acordo com os procedimentos normativos da NBR6123/1988, do Eurocódigo 1-4/2005 e da NBCC/2010, bem como através da solução numérica modal no domínio da frequência. O estudo pretende avaliar a convergência dos resultados, especialmente no que diz respeito à consonância daqueles obtidos das análises estática e dinâmica para estruturas com frequências de vibração elevadas (superior a 1Hz);
- Avaliar a metodologia adotada para a análise estática na NBR 6123/1988 frente a resultados experimentais obtidos de ensaios de modelos reduzidos em túnel de vento, utilizando a técnica HFPI (*High-Frequency Pressure Integration*), fornecidos pelo Laboratório de Aerodinâmica das Construções da UFRGS (ROCHA e LOREDO-SOUZA, 2016), bem como em relação a outras metodologias para determinação dos efeitos estáticos do vento sobre as estruturas.

1.3. Apresentação do Trabalho

O presente trabalho está organizado em 7 (sete) capítulos. O capítulo inicial mostra o contexto em que se insere o trabalho, bem como as motivações que levaram ao seu desenvolvimento e os objetivos a serem cumpridos.

No segundo capítulo são apresentados os conceitos básicos sobre os ventos fortes originados de ciclones extratropicais e sua ação sobre as estruturas.

O terceiro capítulo apresenta as bases teóricas da análise dinâmica de estruturas sob a ação do vento turbulento. São apresentados os principais fundamentos do método do fator rajada proposto por DAVENPORT (1961) e da solução numérica modal no domínio da frequência, além dos procedimentos normativos da NBR6123/1988 e Eurocódigo 1-4/2005.

No quarto capítulo são apresentados conceitos pertinentes à análise estática de estruturas submetidas à ação do vento, em especial os que envolvem a relação entre tempo de rajada, tamanho dos turbilhões e dimensões da estrutura, além de outros estudos publicados a respeito do tema. São também apresentadas as metodologias adotadas pelas

normas NBR6123/1988, NBCC/2010 e Eurocódigo 1-4/2005 para a análise de estruturas com comportamento quase-estático.

O quinto capítulo apresenta um estudo a respeito das simplificações presentes no método do modelo discreto da NBR6123/1988 e o impacto delas na resposta da estrutura, obtida através desta metodologia. Deste estudo, são propostas modificações no método, complementares às aquelas apresentadas por ALGABA (2016), resultando em um novo conjunto de ábacos. São ainda apresentados dois exemplos numéricos de aplicação do MMD modificado, considerando uma forma modal linear. Um dos edifícios do exemplo apresenta variação das propriedades geométricas ao longo da altura. Foi ainda testada a validade do MMD, já com as modificações propostas, para um edifício com forma modal com inversão de sinal, típica do segundo modo de vibração. Como a validade não foi verificada, foram propostos novos ajustes ao método que possibilitam a incorporação do segundo modo de vibração à resposta final.

O sexto capítulo se inicia com um estudo comparativo entre os esforços cortante e momento fletor de pico na base de dois edifícios, obtidos segundo a análise estática da NBR6123/1988 e da NBCC/2010, segundo o Eurocódigo 1-4/2005, considerando as análises estática e dinâmica, e a solução numérica modal no domínio da frequência. Em seguida é feito um novo estudo comparativo, desta vez com ênfase no confronto dos resultados obtidos da análise estática da NBR6123/1988 e aqueles provenientes de ensaios de modelos reduzidos em túnel de vento, utilizando a técnica HFPI, disponíveis no banco de dados do LAC/UFGS (ROCHA e LOREDO-SOUZA, 2016), e ainda com os esforços obtidos segundo o método da “rajada estática equivalente” utilizando tempos de rajada distintos daqueles adotados pela norma brasileira.

Por fim, no último capítulo são apresentadas as conclusões alcançadas no trabalho e as sugestões para trabalhos futuros.

2. CARACTERÍSTICAS DA VELOCIDADE DO VENTO EM TORMENTAS EXTRATROPICAIS

2.1. Vento Originados de Ciclones Extratropicais

Os ciclones extratropicais são os fenômenos climáticos que dão origem aos ventos fortes mais bem-comportados e são caracterizados por uma atmosfera verticalmente estável e por manter uma velocidade média aproximadamente constante por até algumas dezenas de horas (BLESSMANN, 2013).

Na engenharia estrutural é de interesse o conhecimento da velocidade média do vento na região onde se deseja construir e das flutuações em torno desta média, denominadas rajadas. Em ciclones extratropicais, as flutuações têm origem quase exclusivamente na agitação mecânica do ar causada pela rugosidade da superfície terrestre.

2.2. Modelagem Matemática do Vento

O campo da velocidade de vento é descrito com base em um sistema cartesiano, no qual a coordenada x é atribuída à direção predominante do vento e a coordenada y à direção ortogonal no plano horizontal. O vetor velocidade, em um certo instante de tempo, pode, então, ser escrito conforme a eq. (2.1). Observa-se que a componente da velocidade na direção do escoamento pode ser decomposta em uma parcela média ($\bar{U}(z)$), considerada constante ao longo do tempo e variável com a altura, e em uma parcela flutuante ($\mathbf{u}(x, y, z, t)$), variante no tempo.

$$\bar{\mathbf{U}}(x, y, z, t) = \bar{\mathbf{U}}(z) + \mathbf{u}(x, y, z, t) + \mathbf{v}(x, y, z, t) + \mathbf{w}(x, y, z, t) \quad (2.1)$$

sendo: $\bar{\mathbf{U}}(z)$ o vetor de velocidade média na altura z na direção x ;

u, v, w as componentes cartesianas x, y e z da velocidade flutuante no tempo t de um ponto qualquer.

Na prática, o vento natural é considerado um processo aleatório ergódico, ou seja, seus parâmetros estatísticos, calculados sobre um conjunto de registros são iguais aos correspondentes parâmetros calculado ao longo do tempo sobre qualquer registro representativo do processo. Devido a esta natureza aleatória, o vento é tratado através de parâmetros estatísticos, tais como média e desvio padrão da turbulência, e espectros de potência, obtidos no domínio da frequência.

2.2.1. Velocidade média

A parcela média do vento pode ser definida pela seguinte equação:

$$\bar{U}(z) = \frac{1}{T} \int_0^T U(x, y, z, t) dt \quad (2.2)$$

O parâmetro T é o intervalo de tempo no qual se efetua a média. Em geral, este intervalo de tempo é tomado como 10 minutos ou 1 hora. Esta escolha está fundamentada na análise do espectro de potência das rajadas de vento, no qual na faixa de frequências correspondente a este intervalo de tempo (600s a 3600s) ocorre um mínimo, um patamar de baixa energia, chamado de vale espectral (*spectral gap*), que separa a turbulência das variações na velocidade com períodos grandes, de dias (DAVENPORT, 1967, *apud* BLESSMANN, 1988).

A velocidade média do vento varia ao longo da altura z acima do terreno e esta variação pode ser descrita através da lei logarítmica (HOLMES, 2015):

$$\bar{U}(z) = \frac{u_*}{\kappa} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (2.3)$$

sendo: z_0 o comprimento de rugosidade, parâmetro que caracteriza a rugosidade superficial

do terreno de acordo com a altura dos obstáculos;

κ a constante de Von Kármán. $\kappa = 0,4$;

u_* a velocidade cisalhante ou de fricção.

A variação de \bar{U} ao longo da altura z também pode ser expressa empiricamente pela lei potencial:

$$\bar{U}(z) = \bar{U}_{ref} \left(\frac{z}{z_{ref}}\right)^p \quad (2.4)$$

sendo: \bar{U}_{ref} a velocidade média na altura de referência;

z_{ref} a altura de referência, usualmente $z_{ref} = 10 \text{ m}$;

p o expoente que depende da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo.

2.2.2. Propriedades da turbulência

a) Intensidade de turbulência

A intensidade local da turbulência, $I_i(z)$, é definida pelo quociente entre o desvio padrão das flutuações da velocidade na direção i, $\sigma_i(z)$, e a velocidade média $\bar{U}(z)$:

$$I_i(z) = \sigma_i(z)/\bar{U}(z) \quad (2.5)$$

HARRIS (1970), a partir de estudos de Davenport com medidas feitas ao vento natural, chegou a uma expressão para a componente longitudinal do desvio padrão das flutuações, σ_u (BLESSMANN, 2013):

$$\sigma_u = \sqrt{\beta_\sigma} \sqrt{C_{as}} \bar{U}_{ref} = 2,58 \sqrt{C_{as}} \bar{U}_{ref} \quad (2.6)$$

sendo: β_σ um fator experimental;

$$C_{as} \text{ o coeficiente de arrasto superficial, } C_{as} = \left(\frac{u^*}{\bar{U}_{ref}} \right)^2;$$

Substituindo-se a lei logarítmica (eq. (2.3)) e a eq. (2.6) na eq. (2.5), podemos reescrever a componente longitudinal da intensidade de turbulência em função da altura como:

$$I_u(z) = \frac{2,58 u^*}{(u^*/0,4) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \cong \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (2.7)$$

Pela expressão acima, constata-se que a intensidade da turbulência longitudinal é função apenas da altura sobre o solo e da rugosidade do terreno e que esta diminui com o decréscimo da altura.

b) Correlação espacial e escala de turbulência

As características espaciais da turbulência podem ser definidas a partir das funções de correlação. Temos a correlação temporal e as correlações espaciais. A correlação temporal permite o estudo da natureza repetitiva das rajadas e as correlações espaciais o estudo da não uniformidade da ação das rajadas sobre as estruturas (BLESSMANN, 2013).

A função de correlação espacial, ou correlação cruzada, determina a interdependência de dois valores de flutuação da velocidade obtidos em dois pontos distintos e defasados de τ . Usualmente se considera o retardo de tempo nulo. Neste caso, e para pontos alinhados na direção i , a função de correlação é escrita como:

$$R_i(r, r') = \langle u(t, r) \cdot u(t, r') \rangle \quad (2.8)$$

em que a simbologia $\langle \rangle$ representa o valor médio e r e r' a posição dos pontos na direção selecionada.

A função correlação cruzada normalizada é obtida dividindo-se a função de correlação pela variância das flutuações do vento na direção considerada, conforme a eq. (2.9). Esta função pode descrita como uma função de decaimento exponencial, de acordo com valores medidos da velocidade flutuante na direção longitudinal do vento natural, disponíveis na literatura (HOLMES, 2015).

$$\rho_i(r) = \frac{R_i(r, r')}{\sigma_i^2} \cong e^{(-C \Delta r)} \quad (2.9)$$

sendo C uma constante definida experimentalmente;

Δr a distância na direção r entre os dois pontos em estudo.

A escala espacial de turbulência representa o tamanho médio dos maiores turbilhões na direção medida e é definida como a área sob a curva de correlação cruzada normalizada:

$$L_i(r) = \int_0^\infty \rho_i(r) dr \quad (2.10)$$

HARRIS (1970) propôs uma expressão para definir a escala espacial da turbulência na direção longitudinal, em função da altura acima do terreno:

$$L_u(z) = 151 (z/10)^p \quad (2.11)$$

c) **Espectro da turbulência**

O espectro da turbulência pode ser interpretado como a distribuição da energia contida nos turbilhões do vento turbulento em função das frequências desses turbilhões, ou seja, descreve o conteúdo em frequência do processo.

A variância do processo é igual a área sob o espectro, ou seja, a energia total contida no processo:

$$\sigma_u^2 = \int_0^\infty S_u(f) df \quad (2.12)$$

sendo: σ_u^2 variância das velocidades flutuantes do vento na direção u ;

f a frequência das rajadas em Hz;

$S_u(f)$ a densidade espectral da velocidade de vento flutuante em função da frequência.

Existem diversas expressões propostas para a função $S_u(f)$, geralmente baseadas em medições experimentais. Um dos espectros propostos é o de HARRIS (1970), adotado pela NBR 6123/1988 e descrito na forma adimensionalizada a seguir:

$$\frac{f S_u(f)}{\sigma_u^2} = \frac{0,6 X_1}{(2 + X_1^2)^{5/6}} \quad (2.13)$$

sendo X_1 a frequência adimensionalizada dada pela eq. (2.14):

$$X_1 = \frac{f L_H}{\bar{U}(10)} \quad (2.14)$$

em que: $\bar{U}(10)$ é a velocidade média a 10 m de altura, em m/s;

$$L_H = 1800 \text{ m.}$$

Outro espectro é o proposto por von Kármán, cuja a expressão é dada na eq. (2.15) (TEMPLIN, 1969 *apud* BLESSMANN, 2013):

$$\frac{f S_u(f)}{\sigma_u^2} = \frac{4 \left(\frac{f \cdot L_k}{\bar{U}(z)} \right)}{\left[1 + 70.8 \left(\frac{f \cdot L_k}{\bar{U}(z)} \right)^2 \right]^{5/6}} \quad (2.15)$$

sendo: $L_k = 85$ m.

d) Espectro cruzado de turbulência

A função de densidade espectral cruzada da turbulência $S_{ui,uk}$, ou espectro cruzado da turbulência, é utilizada para se levar em consideração a falta de uma perfeita correlação da flutuação da velocidade do vento, em diferentes pontos, em um determinado instante de tempo:

$$S_{ui,uk}(i, k, f) = \sqrt{S_{u,i}(f)} \sqrt{S_{u,k}(f)} S_N \quad (2.16)$$

sendo: $S_{u,i}(f)$ o espectro da velocidade flutuante no ponto i na direção u ;

$S_{u,k}(f)$ o espectro da velocidade flutuante no ponto k na direção u ;

S_N o espectro cruzado da turbulência normalizado.

A parte real do S_N é chamada de co-espectro normalizado $\Psi_u(i, k, f)$ e a função de coerência é o valor absoluto. O co-espectro normalizado é muito similar à função de coerência, no entanto, não inclui componentes imaginários (HOLMES, 2015). Contudo, para o cálculo da resposta da estrutura, apenas a parcela real é relevante.

DAVENPORT (1962, *apud* DYRBYE e HANSEN, 1996) sugeriu uma função de decaimento exponencial para descrever o co-espectro normalizado, considerando a fase nula:

$$\Psi_u(\Delta r, f) = e^{(-C_r \Delta r f / \bar{U})} \quad (2.17)$$

sendo C_r uma constante de decaimento que determina o alcance da correlação espacial da turbulência na direção r .

Mais tarde, DAVENPORT (1977, *apud* DYRBYE e HANSEN, 1996) estendeu a expressão de forma a permitir a consideração da correlação nas direções y e z :

$$\Psi_u(i, k, f) = e^{\left[\frac{f \sqrt{C_y^2 (y_k - y_i)^2 + C_z^2 (z_k - z_i)^2}}{\bar{U}_m(z_i, z_k)} \right]} \quad (2.18)$$

sendo: y_i e z_i as coordenadas do ponto i ;

y_k e z_k as coordenadas do ponto k ;

C_y e C_z os coeficientes de decaimento para a correlação espacial das pressões segundo as direções y e z (largura e altura);

$\bar{U}_m(z_i, z_k)$ a velocidade média do vento entre os pontos i e k .

$$\bar{U}_m = \frac{\bar{U}(z_i) + \bar{U}(z_k)}{2} \quad (2.19)$$

2.3. Forças Devidas ao Vento nas Estruturas

Para estruturas de pequenas dimensões com relação ao comprimento de escala da turbulência, a força de arrasto gerada pelo vento num ponto do espaço, num momento t , considerando a estrutura em repouso sob ação de vento turbulento, é dada por:

$$F(x, y, z, t) = \frac{1}{2} \rho C_a A U^2(x, y, z, t) \quad (2.20)$$

sendo: $F(x, y, z, t)$ a força de arrasto no instante t ;

ρ a massa específica do ar;

C_a o coeficiente de arrasto da estrutura;

A a área efetiva da estrutura perpendicular à direção do vento.

Separando as parcelas média e flutuante da velocidade de vento e desprezando o termo u^2 , chega-se na eq. (2.21) para forças geradas pelo vento turbulento.

$$F(x, y, z, t) = \frac{1}{2} \rho C_a A [\bar{U}^2(z) + 2 \bar{U}(z) u(x, y, z, t)] \quad (2.21)$$

ou

$$F(x, y, z, t) = \bar{F}(z) + \hat{F}(x, y, z, t) \quad (2.22)$$

sendo: $\bar{F}(z)$ a força estática associada à velocidade média \bar{U} , definida por:

$$\bar{F}(z) = \frac{1}{2} \rho C_a A \bar{U}^2(z) \quad (2.23)$$

$\hat{F}(x, y, z, t)$ a força flutuante:

$$\hat{F}(x, y, z, t) = \frac{1}{2} \rho C_a A [2 \bar{U}(z) u(x, y, z, t)] \quad (2.24)$$

A função de densidade espectral de potência da força de vento flutuante é dada por:

$$S_{\hat{F}}(f) = (\rho C_a A \bar{U})^2 S_u(f) \quad (2.25)$$

Podemos ainda reescrever como:

$$S_{\hat{F}}(f) = \frac{4 \bar{F}^2}{\bar{U}^2} S_u(f) \quad (2.26)$$

Para estruturas maiores, em que a área frontal é grande em comparação com a escala longitudinal da turbulência, a flutuação da velocidade não ocorre de forma simultânea sobre a área considerada (HOLMES, 2015). Desta forma, deve-se levar em conta a correlação espacial das pressões devidas ao vento no cálculo da força resultante.

Para permitir essa consideração, VICKERY (1965) e DAVENPORT (1963), propuseram a introdução da função de admitância aerodinâmica χ . Esta função é resultado de estudos experimentais e teóricos realizados em placas circulares e retangulares e é descrita como:

$$\chi^2(f) = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{2f\sqrt{A}}{U}\right)^{4/3}\right]^2} \quad (2.27)$$

sendo \sqrt{A} a dimensão característica da estrutura.

A Figura 2.1 mostra resultados experimentais e o ajuste encontrado para a função $\chi^2(f)$. Observamos que a função tende para 1 quando tratamos de frequências baixas e corpos com área de exposição pequena, o que confirma que, nestes casos, as rajadas com baixas frequências apresentam uma boa correlação na superfície. Conforme a frequência aumenta e a área de exposição cresce, o valor de $\chi^2(f)$ diminui, refletindo a falta de correlação das pressões na área atingida pelas rajadas. No entanto, esta fórmula tem suas limitações, uma vez que a admitância aerodinâmica também depende da intensidade de turbulência e da forma da construção (BLESSMANN, 2005).

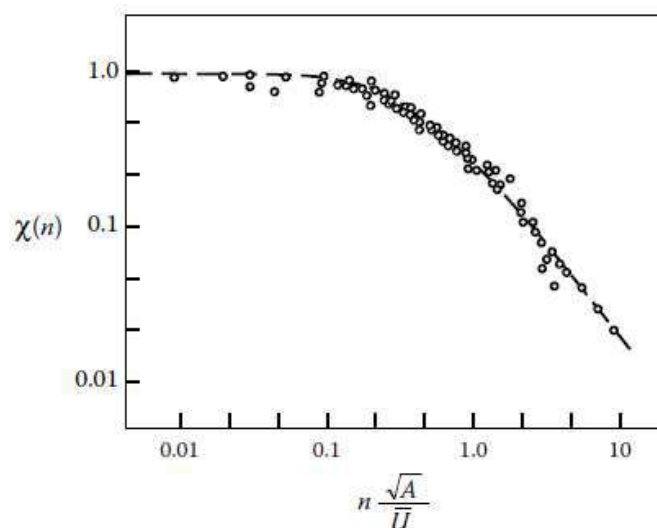


Figura 2.1 – Função de admitância aerodinâmica – dados experimentais e função de ajuste ($n=f$) (VICKERY, 1965, apud HOLMES, 2015)

A função de admitância aerodinâmica permite relacionar as funções de densidades espectrais da força flutuante resultante, $S_{\hat{f}}$ e da flutuação da velocidade do vento, S_u ,

cumprindo o papel de ajustar o espectro da força de arrasto em relação ao caso ideal de uma estrutura envolvida pela turbulência com correlação perfeita. Dessa forma, a relação entre a densidade espectral da força $S_{\hat{F}}$ e a componente longitudinal da velocidade flutuante S_u é dada por:

$$S_{\hat{F}}(f) = \frac{4 \bar{F}^2}{\bar{U}^2} S_u(f) \chi^2(f) \quad (2.28)$$

3. ANÁLISE DINÂMICA DAS ESTRUTURAS SUBMETIDAS À AÇÃO DO VENTO

3.1. Conceitos Gerais

Em virtude da natureza turbulenta do vento, além da solicitação estática, que em parte depende da parcela média da velocidade, ocorrem solicitações dinâmicas que dependem da energia cinética contida nas flutuações e de como esta energia se distribui pelas diversas frequências.

A ação de forças de vento turbulento tem o potencial de excitar a resposta ressonante de estruturas cujas frequências naturais e amortecimento sejam baixos o suficiente. Para que os efeitos dinâmicos da ação do vento sejam significativos, geralmente é estabelecido o limite de 1Hz para as frequências naturais da estrutura. Esta faixa representa as frequências em que se encontra a maior parte do espectro de rajadas de vento, no entanto, este limite é apenas uma indicação, uma vez que o comportamento dinâmico da estrutura depende de diversos outros fatores, como a taxa de amortecimento, formas modais e aerodinâmica.

Quando tratamos da resposta dinâmica da estrutura, passamos a considerar que os efeitos causados pelas forças de vento não dependem apenas da velocidade de vento instantânea, mas também do histórico no tempo das forças de vento atuantes na edificação.

A Figura 3.1 apresenta um histórico da ação do vento e a resposta de duas estruturas distintas, uma com frequência natural de vibração elevada e outra com frequência natural baixa. Na primeira situação, pode-se observar que o histórico da resposta no tempo segue o histórico da força de excitação, revelando que os efeitos dinâmicos da variação da força no tempo são desprezíveis, enquanto na segunda situação é gerada uma amplificação da resposta, uma vez que a frequência natural de vibração da estrutura está em ressonância com componentes do espectro de frequências da força de vento.

Tradicionalmente, devido à natureza complexa e aleatória da ação do vento, os métodos para a análise dinâmica de estruturas submetidas à ação do vento são baseados na solução da equação do movimento no domínio da frequência, com a qual é possível, através de conceitos estatísticos do processo aleatório estacionário, chegar a uma solução satisfatória da resposta da estrutura à ação do vento. A seguir são apresentados alguns conceitos necessários para a análise dinâmica das estruturas submetidas a ação do vento, o método do fator de rajada, proposto por DAVENPORT (1961), e os fundamentos da análise modal numérica no domínio da frequência.

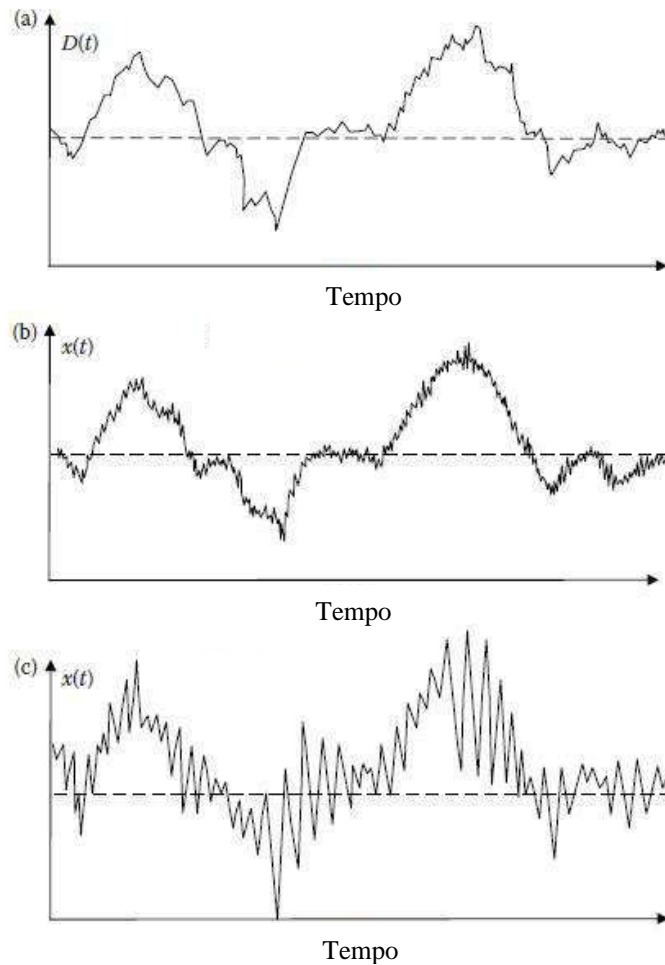


Figura 3.1 - Histórico da ação do vento (a) e a resposta de duas estruturas: uma com frequência natural de vibração elevada (b) e outra com frequência natural baixa (c) (adaptada de HOLMES, 2015).

3.2. Sistema de Equações de Movimento

O sistema de equações que definem o movimento de uma estrutura discretizada em N graus de liberdade é o seguinte:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}}(t) + \alpha\mathbf{M}\dot{\mathbf{X}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{X}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (3.1)$$

sendo: \mathbf{M} a matriz de massa;

\mathbf{K} a matriz de rigidez;

α o coeficiente de proporcionalidade entre o amortecimento e a massa;

$\mathbf{F}(t)$ o vetor de forças nodais externas;

$\mathbf{X}(t)$ o vetor de deslocamentos nodais;

$\dot{\mathbf{X}}(t)$ o vetor de velocidades nodais;

$\ddot{\mathbf{X}}(t)$ o vetor de acelerações nodais.

Pelo método da superposição modal, o sistema de equações pode ser desacoplado e a solução obtida para cada modo de vibração da estrutura, conforme a eq.(3.2).

$$\bar{m}_j \ddot{a}_j(t) + \alpha_j \bar{m}_j \dot{a}_j(t) + \omega_j^2 \bar{m}_j a_j(t) = \bar{p}_j(t) \quad (3.2)$$

sendo: $a_j(t)$ a amplitude do modo de vibração j;

\dot{a}_j e $\ddot{a}_j(t)$ respectivamente a primeira e segunda derivadas no tempo da função $a_j(t)$;

$\bar{m}_j = \Phi^T \mathbf{M} \Phi$ a massa modal do modo j;

$\bar{p}_j(t) = \Phi^T \mathbf{F}(t)$ a força modal do modo j.

ω_j a frequência natural angular referente ao modo j, em rad/seg;

Φ a matriz modal de autovetores.

Os modos de vibração associados às frequências mais baixas, são os que mais contribuem para a resposta das estruturas às forças de vento. Desta forma, para se obter a resposta dinâmica da estrutura, deve-se somar o resultado da integração das equações diferenciais do movimento para os modos de vibração mais relevantes.

A resolução das equações diferenciais do movimento, associadas a cada modo de vibração, pode ser realizada no domínio do tempo ou da frequência. A solução no domínio da frequência é aquela mais utilizada, uma vez que demanda menos recursos computacionais e permite a aplicação nas normas de projeto.

A seguir são apresentados os fundamentos do método do fator de rajada, desenvolvido por Davenport a partir da solução no domínio da frequência do sistema em movimento. Este é o método no qual geralmente se baseiam as normas de projeto para a determinação da resposta dinâmica de edificações. É também apresentada a metodologia para o cálculo dos esforços solicitantes de pico originados da ação dinâmica do vento através de uma análise modal completa no domínio da frequência.

3.3. Método do Fator de Rajada

O método do fator de rajada, proposto por DAVENPORT (1961), utiliza os conceitos estatísticos dos processos aleatórios estacionários para determinar um valor de pico, representativo das vibrações causadas pelo vento turbulento, admitindo-se distribuição de probabilidades de Gauss.

Por se tratar de um problema probabilístico, a resposta flutuante de pico (\hat{x}_{max}) é obtida através de uma estimativa de máximos do processo aleatório, multiplicando-se o desvio padrão da resposta flutuante (σ_x) por um fator de pico (g).

$$\hat{x}_{max} = g \sigma_x \quad (3.3)$$

O fator de pico depende do intervalo de tempo da estimativa para a qual é calculada a resposta máxima, e segundo a proposta de Davenport, pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$g = \sqrt{2 \ln(\nu T)} + \frac{\gamma_{euler}}{\sqrt{2 \ln(\nu T)}} \quad (3.4)$$

sendo: γ_{euler} a constante de Euler = 0,5772;

ν a frequência efetiva de resposta;

T o intervalo de tempo da estimativa.

A frequência efetiva de resposta pode ser interpretada como o número de vezes por segundo que o espectro muda do sinal negativo para o positivo, chamada de *zero-upcrossing frequency*. De forma conservadora, a frequência efetiva de resposta pode ser aproximada pela frequência natural da estrutura, no entanto, é formalmente determinada por:

$$\nu = \sqrt{\frac{m_2}{m_0}} \quad (3.5)$$

em que m_j ($j = 0; j = 2$) são momentos espectrais, definidos por:

$$m_j = \int_0^{\infty} f^j S(f) df \quad (3.6)$$

sendo $S(f)$ a densidade espectral do processo em questão.

A resposta máxima esperada da estrutura será igual à soma da resposta flutuante de pico, obtida para um determinado intervalo de tempo da amostra, com a resposta média neste mesmo intervalo:

$$x_{max} = \bar{x} + g \sigma_x \quad (3.7)$$

sendo: x_{max} a resposta máxima absoluta;

\bar{x} a resposta média.

O fator de rajada G , também introduzido por Davenport, é definido como a razão entre a resposta máxima esperada e a resposta média (ou estática):

$$G = \frac{x_{max}}{\bar{x}} = 1 + g \frac{\sigma_x}{\bar{x}} \quad (3.8)$$

De acordo com o procedimento usual, o fator de rajada é calculado com base no deslocamento como resposta, no entanto, seu uso é estendido para a obtenção de outras respostas da estrutura, tais como forças cortantes e momentos fletores, constituindo um procedimento aproximado para estas últimas respostas.

A Figura 3.2 resume os principais conceitos do método. Na primeira linha estão ilustradas as etapas de solução do problema no domínio do tempo, na segunda linha as etapas no domínio da frequência e na terceira linha têm-se as respectivas distribuições de probabilidade.

No domínio da frequência, a determinação do espectro da força generalizada é realizada multiplicando-se o espectro de velocidade flutuante de vento pela função de admitância aerodinâmica, a qual leva em conta a correlação espacial das pressões na superfície exposta. O espectro da resposta é obtido por meio da função de resposta em frequência.

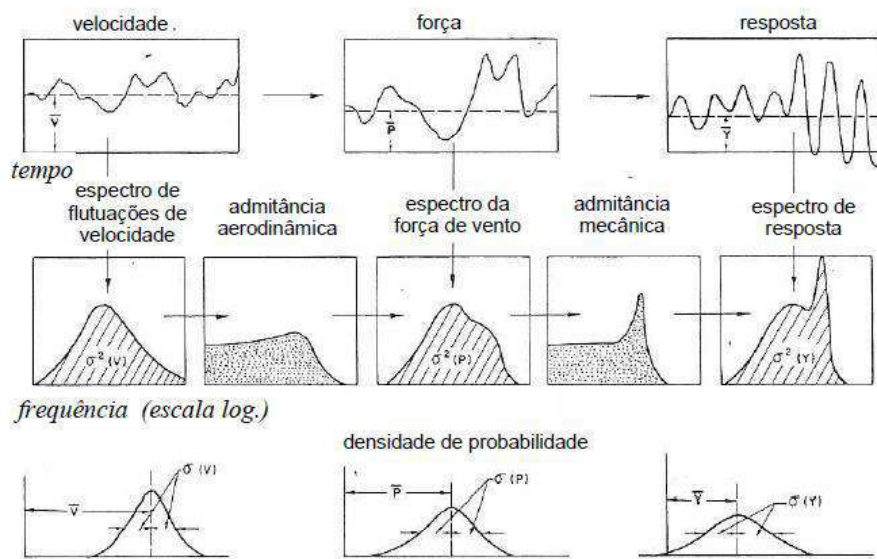


Figura 3.2 - Processo probabilístico de Davenport (adaptada de DAVENPORT, 1967)

O método de Davenport foi inicialmente desenvolvido para estruturas representadas por um sistema de um grau de liberdade, composto por massa, mola, amortecedor, sob ação de uma força $F(t)$, cuja a equação do movimento é dada por:

$$m \ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + k x(t) = F(t) \quad (3.9)$$

sendo: m a massa;

c o coeficiente de amortecimento;

k a rigidez de mola.

$x(t)$ o deslocamento em função do tempo;

$\dot{x}(t)$ a velocidade em função do tempo;

$\ddot{x}(t)$ a aceleração em função do tempo.

Aplicando a transformada de Fourier a ambos os membros do sistema obtemos:

$$-m \omega^2 x(\omega) + i c \omega x(\omega) + k x(\omega) = F(\omega) \quad (3.10)$$

A equação acima é definida no domínio da frequência e sua solução pode ser escrita em termos de funções de densidade espectral como:

$$S_x(f) = \frac{1}{k^2} |H(f)|^2 S_{\hat{f}}(f) \quad (3.11)$$

sendo: $S_x(f)$ a função densidade espectral de potência do deslocamento na direção x ;

$|H(f)|^2$ a função de resposta em frequência, definida como:

$$|H(f)|^2 = \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{f}{f_n}\right)^2\right]^2 + 4 \zeta^2 \left(\frac{f}{f_n}\right)^2} \quad (3.12)$$

sendo: f_n a frequência natural da estrutura (*ciclos/seg*);

ζ a taxa de amortecimento da estrutura

Substituindo a eq. (2.26) na (3.11), obtemos o espectro de deslocamento para um sistema de um grau de liberdade representativo de uma estrutura:

$$S_x(f) = \frac{4 \bar{F}^2}{k^2 \bar{U}^2} S_u(f) \chi^2(f) |H(f)|^2 \quad (3.13)$$

A integral do espectro de deslocamento, ou seja, a área sob o gráfico da função de densidade espectral de resposta flutuante, define a variância do deslocamento flutuante, σ_x^2 , como mostrado na eq. (3.14), e o desvio padrão da resposta flutuante, necessário a obtenção da resposta dinâmica de pico, é igual a raiz quadrada desta variância.

$$\sigma_x^2 = \int_0^{\infty} S_x(f) df \quad (3.14)$$

Esta área pode ser obtida de diversas formas, como por integração numérica, por exemplo, no entanto, para aplicação da solução no domínio da frequência em normas de projeto e em outra época, quando os recursos computacionais eram limitados, foi necessário o desenvolvimento de uma solução analítica.

O método analítico proposto por Davenport separa a área definida pelo espectro da resposta em duas regiões: uma correspondente à resposta ressonante e outra representando a resposta quase-estática da estrutura, de forma que a integração seja facilitada.

A Figura 3.3 ilustra um exemplo de espectro de resposta de uma estrutura que apresenta comportamento dinâmico. Podemos observar que nas frequências mais baixas predomina uma resposta de fundo, bem distribuída, aparecendo picos em algumas

frequências mais altas. Estes picos, representados pelas regiões hachuradas, correspondem à parcela da área relacionada à resposta ressonante de dois modos de vibração.

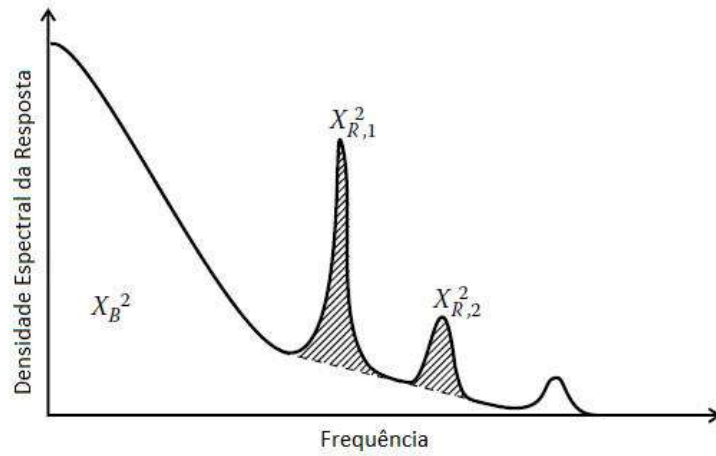


Figura 3.3 - Função densidade espectral da resposta de uma estrutura com resposta ressonante significativa (adaptado de HOLMES, 2015)

Substituindo a eq. (3.13) na eq. (3.14), a variância da resposta em deslocamento pode ser reescrita em termos do espectro da velocidade de vento flutuante como:

$$\sigma_x^2 = \frac{4 \bar{F}^2}{k^2 \bar{U}^2} \int_0^\infty \chi^2(f) |H(f)|^2 S_u(f) df \quad (3.15)$$

Considerando $\bar{x} = \bar{F}/k$ e $S_u(f) = \sigma_u^2 S'_u(f)$, sendo $S'_u(f)$ o espectro normalizado da velocidade flutuante do vento, reescrevemos a eq. (3.15):

$$\frac{\sigma_x^2}{\bar{x}^2} = \frac{4 \sigma_u^2}{\bar{U}^2} \int_0^\infty \chi^2(f) |H(f)|^2 S'_u(f) = 4 \frac{\sigma_u^2}{\bar{U}^2} (B + R) \quad (3.16)$$

O desvio padrão do deslocamento é escrito, então, como:

$$\sigma_x = 2 \bar{x} \frac{\sigma_u}{\bar{U}} \sqrt{B + R} \quad (3.17)$$

A parcela B corresponde à resposta não ressonante do espectro, chamado de fator de resposta quase-estática ou *background*. Todas as estruturas estão sujeitas à resposta quase-estática, incluindo aquelas nas quais os efeitos dinâmicos da turbulência são desprezíveis, uma vez que esta componente é resultado da resposta direta da estrutura às forças que atuam instantaneamente em um dado momento. Esta componente da resposta é constituída especialmente pela contribuição das frequências mais baixas do espectro e na maioria das estruturas é responsável pela maior parcela da resposta, no entanto, conforme as estruturas se tornam mais esbeltas, a parcela ressonante da resposta cresce.

Por estar relacionada à uma ação quase-estática do vento, a parcela B pode ser obtida diretamente através da integração do espectro da velocidade de vento e é independente da frequência natural de vibração da estrutura, conforme definida na equação a seguir:

$$B = \int_0^{\infty} \chi^2(f) S'_u(f) df \quad (3.18)$$

A parcela R corresponde à excitação pela turbulência ressonante com a estrutura, e se torna predominante quanto mais esbelta for a estrutura. Esta parcela é denominada fator de resposta ressonante, que é calculada partir da magnitude do espectro de resposta na frequência de ressonância.

$$R = \chi^2(f) S'_u(f_n) \int_0^{\infty} |H(f)|^2 df \quad (3.19)$$

ou

$$R = \chi^2(f) S'_u(f_n) \frac{\pi f_n}{4} \frac{SE}{\zeta} = \frac{SE}{\zeta} \quad (3.20)$$

sendo: $S = \chi^2(f)$ o fator de redução do tamanho;

$E = \frac{\pi}{4} f_n S'_u(f_n)$ o fator de energia da rajada na frequência natural.

Substituindo a eq. (3.17) na eq. (3.7), podemos reescrever o deslocamento de pico como:

$$x_{max} = \bar{x} + 2 g \bar{x} \frac{\sigma_u}{\bar{U}} \sqrt{B + R} \quad (3.21)$$

E o fator de rajada como:

$$G = \frac{x_{max}}{\bar{x}} = 1 + 2 g \frac{\sigma_u}{\bar{U}} \sqrt{B + R} = 1 + 2 g I_u \sqrt{B + R} \quad (3.22)$$

3.4. Solução Numérica Modal no Domínio da Frequência

A solução da equação do movimento no domínio da frequência é obtida inicialmente aplicando-se a transformada de Fourier aos dois lados da equação diferencial desacoplada (3.2). Escrevendo em termos de funções de densidade espectral, temos:

$$S_{a,j}(f) = \frac{1}{\bar{m}_j^2 \omega_j^4} |H(f)|^2 S_{p,j}(f) \quad (3.23)$$

sendo: $S_{a,j}(f)$ a função de densidade espectral da amplitude do modo j ;

$S_{p,j}(f)$ a função de densidade espectral da força modal, ou força generalizada, do modo j ;

Se admitirmos que somente uma força atua na estrutura, em um nó k genérico, a função da densidade espectral da força modal pode ser escrita como:

$$S_{p,j}(f) = \phi_{j,k}^2 S_{\hat{F},k}(f) \quad (3.24)$$

sendo: $\phi_{j,k}$ o componente do autovetor do modo j na direção da força de vento, no nó k ;

$S_{\hat{F},k}(f)$ a função densidade espectral da força flutuante de vento para o nó k .

E de acordo com a eq. (2.26), a função densidade espectral da força flutuante de vento para este nó genérico é dada por:

$$S_{\hat{F},k}(f) = (\rho \bar{U}_k C_a A)^2 S_u(f) \quad (3.25)$$

Em uma estrutura real, a força de vento atua na estrutura como um todo e não somente em um ponto. Dessa forma, em uma estrutura discretizada, admitimos a atuação de forças em vários nós, e assim, a função da densidade espectral da força modal é reescrita como:

$$S_{p,j}(f) = \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n \phi_{j,i} \phi_{j,k} S_{\hat{F}_i, \hat{F}_k}(f) \quad (3.26)$$

sendo $S_{\hat{F}_i, \hat{F}_k}(f)$ o espectro cruzado das forças flutuantes aplicadas nos nós i e k , dado por:

$$S_{\hat{F}_i, \hat{F}_k}(f) = \frac{\rho^2}{4} (2\bar{U}_i)(2\bar{U}_k) C_{a,i} C_{a,k} A_i A_k S_{u_i, u_k}(f) \quad (3.27)$$

em que: \bar{U}_i e \bar{U}_k são as velocidades médias na altura dos nós i e k ;

$C_{a,i}$ e $C_{a,k}$ são os coeficientes de arrasto associados aos nós i e k ;

A_i e A_k são as áreas efetivas associadas aos nós i e k .

Dessa forma, de posse da função densidade espectral da amplitude, podemos obter a variância da amplitude a_j através da sua integração numérica:

$$\sigma_{a,j}^2 = \int_0^{\infty} S_{a,j}(f) df \quad (3.28)$$

E a variância do deslocamento x de um nó k , para o modo de vibração j é obtida como:

$$\sigma_{x,j,k}^2 = \phi_{j,k}^2 \sigma_{a,j}^2 \quad (3.29)$$

A resposta dinâmica da estrutura será igual à soma das respostas obtidas para cada modo de vibração considerado, sendo os primeiros modos aqueles que mais contribuem para a resposta final, uma vez que suas frequências naturais se aproximam das frequências da ação do vento atuante nas estruturas.

Desta forma, quando tratamos de mais de um modo de vibração, a resposta dinâmica em termos de variância do deslocamento x , no nó k , pode ser escrita de forma simplificada, desprezando os termos cruzados, pela seguinte equação (CLOUGH e PENZIEN, 1995):

$$\sigma_{x,k}^2 = \sum_{j=1}^m \phi_{j,k}^2 \sigma_{a_j}^2 \quad (3.30)$$

Na análise modal, podemos obter um vetor de forças nodais equivalentes, que aplicado estaticamente a estrutura resulte no deslocamento flutuante máximo da estrutura, associado a um certo modo j . Através do método da rigidez obtemos a seguinte equação:

$$\hat{\mathbf{F}}_j = \mathbf{K} g \sigma_{a_j} \boldsymbol{\phi}_j \quad (3.31)$$

sendo $\hat{\mathbf{F}}_j$ um vetor de forças nodais equivalente, correspondente ao modo j de vibração.

Do problema de autovalor temos:

$$\mathbf{K} \boldsymbol{\phi}_j = \omega_j^2 \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_j \quad (3.32)$$

Reescrevendo a eq. (3.31):

$$\hat{\mathbf{F}}_j = g \sigma_{a_j} \omega_j^2 \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_j$$

Assim, a força equivalente dinâmica, para o modo de vibração j , em cada nó k da estrutura discretizada, pode ser escrita como:

$$\hat{F}_{j,k} = g \sigma_{a_j} \omega_j^2 m_k \phi_{j,k} \quad (3.33)$$

sendo m_k a massa associada ao nó k .

3.5. Processos Normativos

Neste capítulo, serão tratados os tópicos normativos relacionados à resposta dinâmica das estruturas. Nos procedimentos normativos, os itens que tratam da determinação da resposta dinâmica da estrutura devido à ação do vento, em sua grande maioria, são desenvolvidos baseados no modelo proposto por Davenport (descrito no item 3.3), visto sua facilidade de aplicação aos cálculos manuais.

Seguindo os princípios do método do fator de rajada, é determinada uma ação equivalente estática que quando aplicada à estrutura resulta em uma resposta de pico próxima daquela esperada quando se realiza uma análise dinâmica completa, considerando-se a totalidade do histórico da força de vento flutuante.

A normatização europeia, encontrada no Eurocódigo 1-4/2005, adota o método do fator de rajada plenamente, fazendo uso da proposta de Davenport de integração do espectro de resposta em duas parcelas, quase-estática (B) e ressonante (R). Já a norma brasileira, ainda

que faça uso da solução da equação do movimento no domínio da frequência e utilize o conceito de fator de pico, apresenta uma proposta diferente para a integração do espectro da resposta. Nesta abordagem, denominada método do modelo discreto, desenvolvido por RIERA e GALINDEZ (1979), é feita uma análise modal completa, em que cada modo de vibração da estrutura contribui separadamente com suas parcelas quase-estática e ressonante.

A seguir são apresentados os procedimentos normativos para a determinação da resposta dinâmica das estruturas submetidas à ação do vento adotados pela União Europeia, no Eurocódigo 1-4/2005, e pelo Brasil, através da norma NBR 6123/1988.

3.5.1. Resposta dinâmica segundo o Eurocódigo 1-4/2005

A metodologia adotada pelo Eurocódigo para a determinação da resposta dinâmica das estruturas sob ação do vento turbulento, como já mencionado, é fundamentada no modelo proposto por Davenport, em que os efeitos dinâmicos são considerados através da aplicação de um coeficiente, chamado de coeficiente dinâmico c_d .

O Eurocódigo 1-4/2005, que trata das ações do vento nas estruturas, é aplicado a edificações com alturas de até 200m e a velocidade básica do vento v_b é tomada como a velocidade média em um intervalo de 10 minutos, a uma altura de 10 m, em um campo aberto, como uma probabilidade anual p de ser excedida, determinada através do coeficiente de probabilidade dado na norma. Esta velocidade básica é então ajustada para as condições locais do terreno e ao longo da altura através dos coeficientes de rugosidade $c_r(z)$ (incorpora o perfil da velocidade média através da lei logarítmica) e orografia $c_o(z)$.

$$\bar{U}(z) = c_r(z) c_o(z) v_b \quad (3.34)$$

sendo: $c_r(z) = k_r \ln(z/z_0)$;

k_r o coeficiente de terreno, que depende do comprimento de rugosidade z_0 , calculado através de: $k_r = 0,19(z_0/z_{0,II})^{0,07}$, sendo $z_{0,II}$ o comprimento de rugosidade associado à categoria II de terreno.

a) Pressão dinâmica de pico

A pressão dinâmica de pico q_p é definida através de um fator de pico, de acordo com a eq. (3.35):

$$q_p = \bar{q} + g\sigma_q = (1 + g2I_u) \bar{q} \quad (3.35)$$

sendo: σ_q o desvio padrão da pressão dinâmica de pico;

\bar{q} pressão relativa à velocidade média.

O Eurocódigo adota o fator de pico g independente da frequência natural da estrutura em análise e igual a 3,5. Desta forma, a expressão para a pressão dinâmica de pico fica:

$$q_p(z) = (1 + 7 I_u) \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2(z) \quad (3.36)$$

sendo o valor recomendado $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$.

A intensidade de turbulência I_u (denominada na norma em tela como I_v) é definida pela eq. (2.5). O desvio padrão da turbulência é dado por:

$$\sigma_v = k_I k_r v_b \quad (3.37)$$

sendo k_I o fator de turbulência. O seu valor recomendado é igual a unidade.

Dessa forma, podemos escrever intensidade de turbulência como:

$$I_u(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (3.38)$$

b) Forças de vento

As forças exercidas pelo vento sobre o conjunto da construção ou sobre uma parte dela são determinadas a partir de coeficientes de força, ou a partir das pressões nas superfícies.

- A partir das pressões na superfície:

A determinação das forças exercidas pelo vento em edifícios é feita através da soma vetorial das forças $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ e F_{fr} , calculadas a partir das pressões exteriores e interiores e as forças de atrito, resultantes do atrito do vento paralelamente às superfícies exteriores. Nos exemplos a serem analisados neste trabalho, as forças internas a barlavento e sotavento são iguais e contrárias, que quando somadas dão uma força resultante nula ($F_{w,i} = 0$). As forças de atrito podem ser desprezadas. Desta forma, a resultante das forças exercidas pelo vento é composta apenas pelas forças exteriores $F_{w,e}$

$$F_{w,e} = c_s c_d \sum_{\text{superfícies}} w_e A_{ref} \quad (3.39)$$

em que: $c_s c_d$ é o coeficiente estrutural, definido na seção 6 do Eurocódigo 1-4/2005;

w_e é a pressão exterior na superfície individual à altura z_e :

$$w_e = q_p(z_e) c_{pe} \quad (3.40)$$

z_e é a altura de referência para a pressão exterior exercida pelo vento;

c_{pe} é o coeficiente de pressão para a pressão exterior;

A_{ref} é área de referência da construção ou do elemento de construção, indicada na seção 7, como: $A_{ref} = l \times b = \text{comprimento} \times \text{largura}$

Os coeficientes de pressão para edifícios são determinados de acordo com a seção 7.2 da norma em tela. O coeficiente de pressão exterior é dado pela soma dos coeficientes de pressão a barlavento e sotavento. Como as forças resultantes nas duas faces têm sinal contrário, calculamos da seguinte forma:

$$c_{pe} = c_{pe,barlavento} - c_{pe,sotavento} \quad (3.41)$$

A falta de correlação das pressões exercidas pelo vento, entre as faces de barlavento e sotavento, pode ser considerada multiplicando-se o coeficiente de pressão por um fator redutor. Para edifícios com relação $h/d > 5$ (h =altura; d =largura na direção do vento), o fator é igual a 1. Para edifícios com $h/d < 1$, deve-se multiplicar c_{pe} por 0,85. Os casos intermediários podem ser calculados por interpolação linear.

- A partir de coeficientes de força:

Para edifícios com relação $h/d > 5$, o carregamento total devido ao vento poderá ser determinado através do coeficiente de força, segundo a expressão:

$$F = c_s c_d c_f q_p(z_e) A_{ref} \quad (3.42)$$

em que: c_f é o coeficiente de arrasto ou força relativo à construção ou ao elemento de construção, fornecido na seção 7 do Eurocódigo 1-4/2005.

$$c_f = c_{f,0} \Psi_r \Psi_\lambda \quad (3.43)$$

em que: $c_{f,0}$ é coeficiente de arrasto ou força para elementos sem livre escoamento em torno das extremidades;

Ψ_r é o coeficiente de redução para seções quadradas com cantos arredondados;

Ψ_λ é o coeficiente de efeitos de extremidade para elementos cujas extremidades sejam livremente contornadas pelo vento.

c) Coeficiente estrutural $c_s c_d$

O coeficiente estrutural $c_s c_d$ deverá ter em conta o efeito nas ações do vento da não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico sobre a superfície (*size factor*, c_s) em conjunto com o efeito das vibrações da estrutura devidas à turbulência em ressonância com a estrutura (*dynamic factor*, c_d).

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 k_p I_u(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 I_u(z_s)} \quad (3.44)$$

em que: z_s é altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural;

k_p é o fator de pico, definido como o quociente entre o valor máximo da parte flutuante da resposta e o desvio padrão desta, ou seja, $k_p = g$;

B^2 é o coeficiente de resposta quase-estática, que tem em conta a falta de total correlação das pressões sobre a superfície da construção;

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

Os coeficientes c_s e c_d podem ser obtidos separadamente, de acordo com as eqs. (3.45) e (3.46).

O coeficiente de dimensão pode ser definido como a razão entre o fator de rajada para uma estrutura de grandes dimensões e aquele para uma estrutura de pequenas dimensões, em que a correlação entre as forças é perfeita. Este coeficiente tem um efeito de redução da ação do vento devido a não simultaneidade da ocorrência das pressões de pico na superfície da construção.

$$c_s = \frac{1 + 7 I_u(z_s) \sqrt{B^2}}{1 + 7 I_u(z_s)} \quad (3.45)$$

O coeficiente dinâmico é a razão entre o fator de rajada calculado para uma estrutura na qual os efeitos de majoração devido às vibrações causadas pela turbulência do vento em ressonância com a estrutura devem ser considerados e o fator de rajada para uma estrutura em que os efeitos dinâmicos da ação do vento podem ser desprezados, ambas as estruturas de grandes dimensões. É um fator de majoração da resposta devido às vibrações provocadas pela turbulência em ressonância com a estrutura, dessa forma, seu valor deverá ser sempre maior ou igual à unidade.

$$c_d = \frac{1 + 2 k_p I_u(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 I_u(z_s) \sqrt{B^2}} \geq 1 \quad (3.46)$$

O Eurocódigo traz dois procedimentos para a obtenção dos coeficientes de resposta quase-estática e de resposta ressonante. O procedimento 1, encontrado no Anexo B, se baseia na metodologia clássica de Davenport, com algumas modificações, enquanto o procedimento 2, encontrado no Anexo C, é baseado em uma outra metodologia, apresentada por DYRBYE e HANSEN (1996). Neste trabalho, será adotado o procedimento 1.

Segundo o procedimento 1 de cálculo expresso no Eurocódigo, o coeficiente de resposta quase-estática B^2 e coeficiente de resposta ressonante R^2 são obtidos através das eq. (3.47) e (3.49).

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{l_1 + h}{L(z_s)} \right)^{0,63}} \quad (3.47)$$

em que: l_1 e h são a largura e altura da construção;

$L(z_s)$ é a escala de turbulência, à altura de referência $z_s = 0,6h$

$$L(z_s) = 300 \left(\frac{z_s}{200} \right)^\alpha \quad (3.48)$$

sendo: $\alpha = 0,67 + 0,05 \ln(z_0)$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \delta} S_L(z_s, f_n) R_h(\eta_h) R_b(\eta_b) \quad (3.49)$$

em que: δ é o decremento logarítmico total de amortecimento: $\delta = 2 \pi \zeta$;

$S_L(z_s, f_n)$ é a função de densidade espectral de potência adimensional;

f_n é a frequência do primeiro modo de vibração;

R_h, R_b são as funções de admitância aerodinâmica.

As funções de admitância aerodinâmica R_h e R_b para uma configuração de modo fundamental na forma $\left(\frac{z}{h}\right)^y$ (COOK, 2007) poderão ser estimadas através das expressões:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \eta_h^2} (1 - e^{-2 \eta_h}) ; \quad R_h = 1 \quad \text{para} \quad \eta_h = 0 \quad (3.50)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \eta_b^2} (1 - e^{-2 \eta_b}) ; \quad R_b = 1 \quad \text{para} \quad \eta_b = 0 \quad (3.51)$$

com:
$$\eta_h = \frac{4,6 h}{L(z_s)} f_L(z_s, f_n) ; \quad \eta_b = \frac{4,6 b}{L(z_s)} f_L(z_s, f_n) \quad (3.52)$$

$$f_L(z, f_n) = \frac{f_n L(z)}{v_m(z)}$$

O fator de pico k_p , necessário para o cálculo do coeficiente dinâmico, é definido como o quociente entre o valor máximo da parte flutuante da resposta e o desvio padrão desta, e deverá ser obtido através da expressão (3.53), igual àquela apresentada pela eq. (3.4):

$$k_p = \sqrt{2 \ln(vT)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \ln(vT)}} ; \quad k_p \geq 3 \quad (3.53)$$

sendo T a duração de integração da velocidade média do vento, $T = 600 s$;

$$v = f_n \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \quad ; \quad v \geq 0,08Hz \quad (3.54)$$

3.5.2. *Resposta dinâmica segundo a NBR 6123/1988*

A norma brasileira, NBR 6123/1988, apresenta em seu item 9 dois procedimentos para determinação dos efeitos dinâmicos devidos à turbulência atmosférica, denominados modelos contínuo simplificado e discreto. Ambos os métodos são resultados do trabalho desenvolvido pelo Laboratório de Aerodinâmica das Construções da UFRGS, culminando na proposta publicada por GALINDEZ (1979).

Tais métodos para a consideração do efeito dinâmico devido à turbulência atmosférica consistem em uma formulação modal no domínio da frequência para determinar uma ação estática equivalente do vento, que represente os efeitos dinâmicos em termos de deslocamentos máximos da estrutura.

A proposta faz uso de um fator de pico, conforme a metodologia do método do fator de rajada, neste caso, adotado de forma invariante com a frequência do modo de vibração, igual a 4. No entanto, diferentemente do método de Davenport, o cálculo da área sob o espectro de resposta modal não é obtido separando-se as parcelas quase-estática e ressonante, e sim por integração numérica admitindo uma forma modal definida ao longo da altura.

Para as situações mais simples, especificamente no caso de edificações de seção constante e distribuição de massa aproximadamente constante, com altura inferior a 150m, o método simplificado é aplicável, não sendo demandados recursos computacionais. Tal método assume que, na prática, o modo fundamental possui a forma definida segundo a expressão $(z/h)^\gamma$, sendo o valor de γ adotado de acordo com o tipo de estrutura, e que a contribuição dos outros modos de vibração, além do fundamental, é negligenciável.

O método do modelo discreto é aplicado ao caso geral de uma edificação com propriedades variáveis, em que a forma modal e frequências naturais de vibração são obtidas pelo usuário através de um modelo numérico da estrutura discretizada. O método também possibilita a consideração de outros modos de vibração além do fundamental. A seguir são apresentados os fundamentos deste método.

O MMD adota as seguintes premissas:

- Lei Potencial para definir o perfil vertical das velocidades médias do vento;
- Espectro de Harris para definir a turbulência;

- Fator de pico único $g = 4$;
- Coeficientes de decaimento iguais a $C_y=C_z=10$.

Seguindo o desenvolvimento da solução modal no domínio da frequência, apresentada no item 3.4, chegou-se a expressão da eq. (3.33) para a força equivalente dinâmica a ser aplicada em cada nó k da estrutura discretizada, para cada modo j .

Aplicando-se a eq. (3.23) para a determinação de $\sigma_{a,j}$ na eq. (3.28) chega-se a:

$$\hat{F}_{j,k} = g \omega_j^2 m_k \phi_{j,k} \left[\int_0^\infty \frac{1}{\bar{m}_j^2 \omega_j^4} |H(f)|^2 S_{p_j}(f) df \right]^{1/2} \quad (3.55)$$

Após algumas manipulações, pormenorizadas por ALGABA (2016), podemos definir a força equivalente dinâmica como:

$$\hat{F}_{j,k} = m_k \phi_{j,k} F_H \quad (3.56)$$

em que:

$$F_H = q_{ref} \frac{\sum_{i=1}^n \phi_{j,k} \left(\frac{z_k}{z_{ref}} \right)^p C_{a_k} A_k}{\sum_{i=1}^n m_k \phi_{j,k}^2} \xi \quad (3.57)$$

sendo:

$$q_{ref} = \frac{\rho \bar{U}_{ref}^2}{2} \quad (3.58)$$

$$\xi = g \gamma \quad (3.59)$$

$$\gamma^2 = 4 \int_0^\infty \frac{|H(f)|^2 S_u(f) \overline{\chi^2(f) \Psi_u(i,k,f)}}{\bar{U}_{ref}^2} df \quad (3.60)$$

em que $\overline{\chi^2(f) \Psi_u(i,k,f)}$ é o valor médio de $\chi^2(f) \Psi_u(i,k,f)$;

ξ é chamado de coeficiente de amplificação dinâmica e é dado na norma através de ábacos estabelecidos para as categorias de terreno definidas (I, II, III, IV e V), relações largura/altura = 0,2 e 0 e para razões de amortecimento iguais a 1% e 2%. Os ábacos foram gerados através de integração numérica, considerando o modo de vibração linear. Dois exemplos são apresentados na Figura 3.4.

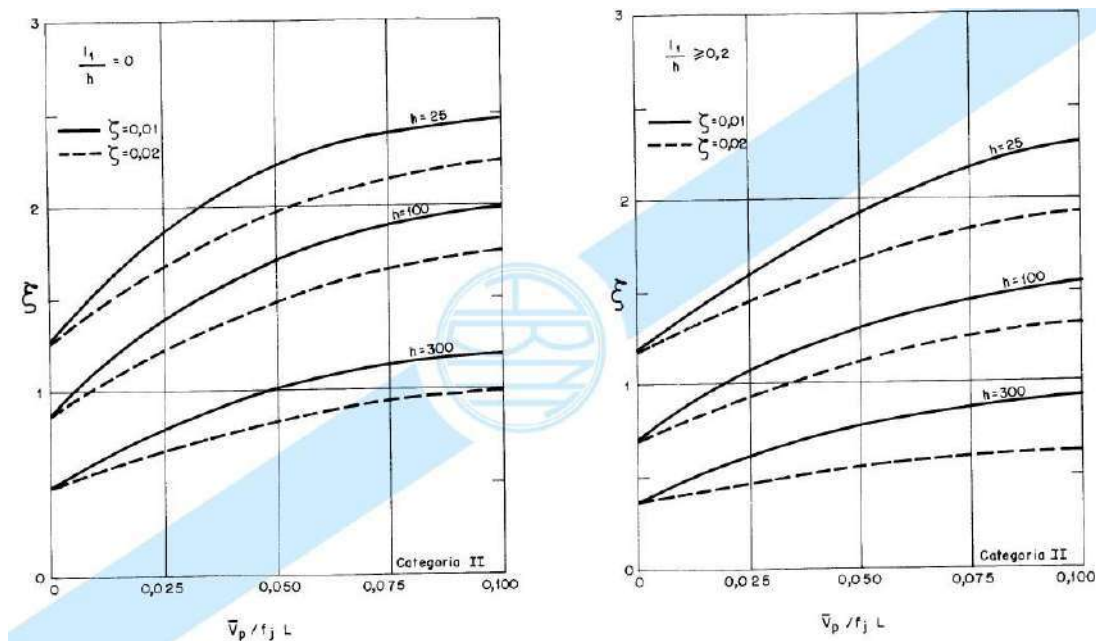


Figura 3.4 – Ábacos para a definição do coeficiente de amplificação dinâmica para terreno de categoria II (ABNT, 1988)

3.5.3. Comparativo entre os métodos adotados nas normas

Ainda que os métodos adotados pelas normas brasileira e europeia sejam desenvolvidos no domínio da frequência e ambos tenham origem no método do fator de rajada, proposto por Davenport, as abordagens diferem entre si, especialmente na forma de integração do espectro da resposta.

Como visto na apresentação das metodologias, o Eurocódigo faz uso do método do fator de rajada na sua totalidade, adotando um fator de rajada para a definição das pressões de pico e fazendo a integração do espectro da resposta em duas parcelas, uma quase-estática e uma ressonante. Nesta integração, o Eurocódigo considera para o cálculo da parcela ressonante apenas o modo fundamental de vibração da estrutura, desprezando a contribuição dos demais modos.

Esta simplificação não resulta em uma discrepância grande em relação à resposta exata, principalmente devido ao fato da parcela quase-estática, geralmente responsável pela maior parte da resposta, ser computada na sua totalidade. Somado a isso, observamos que os demais modos de vibração, no geral, apresentam frequências elevadas e, assim, suas contribuições são muito pequenas para a resposta ressonante.

No MMD da norma brasileira, a integração do espectro da resposta é feita numericamente e de forma separada para cada um dos modos de vibração da estrutura. O uso dos ábacos possibilitou o emprego desta integração numérica na norma, no entanto, com

algumas simplificações. Uma das limitações do método, tal como ele é apresentado, está na elaboração dos ábacos considerando a forma modal do tipo (z/h) , o que torna a aplicação a outras formas modais aproximada.

A principal desvantagem da metodologia adotada pelo método do modelo discreto frente à separação da resposta em uma parcela quase-estática e outra ressonante reside no fato da resposta quase-estática encontrar-se distribuída nas respostas obtidas para os diversos modos. Sabe-se que o primeiro modo de vibração carrega grande parte da resposta de fundo, no entanto, ainda assim é necessário a consideração de modos mais altos para se obter a resposta completa quase-estática, ainda que tais modos contribuam de forma ínfima para a parcela ressonante da resposta. CARVALHO (2015) estudou sobre a quantidade de modos de vibração a se considerar para a obtenção da resposta total e mais detalhes podem ser encontrados no seu trabalho.

4. ANÁLISE ESTÁTICA DE ESTRUTURAS SOB AÇÃO DO VENTO

Estruturas com frequências naturais altas, em geral acima de 1Hz, ou seja, muito acima da faixa de frequências com amplitudes significativas de velocidade do vento natural, apresentam comportamento dinâmico desprezível (ABNT-NBR6123, 1988). Neste conjunto de estruturas encontram-se a maioria das edificações correntes, aquelas com alturas baixas e médias. Desta forma, a análise da ação do vento nas edificações consideradas rígidas pode ser feita de forma simplificada, através de uma análise estática, na qual as flutuações do vento não causam amplificação dinâmica dos esforços.

Existem duas abordagens possíveis para alcançar a solução estática. A primeira se baseia em estabelecer uma velocidade de pico responsável pelo desenvolvimento dos maiores esforços na edificação. Esta solução é a adotada na norma brasileira (NBR6123/1988) e na norma australiana e neozelandesa (AS/NZS1170.2/2011), por exemplo, e se baseia no conceito de tempo de rajada associado ao tamanho dos turbilhões contidos nas rajadas.

A segunda abordagem segue o método proposto por Davenport, no qual é estabelecida uma pressão de pico através de um fator de rajada aplicado a uma pressão gerada pela parcela média do vento. A força de vento de pico é então determinada através da pressão de pico e de um fator para consideração da falta de correlação entre as pressões nas superfícies. Esta última abordagem está em consonância com o procedimento para determinação da resposta dinâmica através do método de Davenport e é a utilizada pelo Eurocódigo 1-4/2005 e pela norma canadense (NBCC, 2010), dentre outras normas internacionais.

A seguir são apresentados os principais conceitos necessários para o estabelecimento da velocidade de pico adotada pela primeira abordagem, assim como as metodologias utilizadas pelas normas brasileira, europeia e canadense para alcançar a resposta estática das estruturas à ação do vento.

4.1. Os Turbilhões e a Duração das Rajadas

As flutuações do vento são basicamente causadas por agitação mecânica do ar, onde se formam um grande número de turbilhões ou redemoinhos (BLESSMANN, 1988). Os turbilhões que compõem o vento possuem dimensões muito variáveis, tanto horizontalmente como verticalmente e estas dimensões estão estritamente relacionadas à velocidade das

rajadas de vento. As rajadas de maior velocidade correspondem a turbilhões de menores dimensões, que atuam sobre uma pequena região, não atingindo todo o conjunto de uma edificação muito alta ou de grandes dimensões em planta, ou seja, quanto maior a edificação, maior deve ser o turbilhão para que ele exerça uma ação global sobre a estrutura.

Mas qual a máxima velocidade do vento que solicitará a edificação de forma extrema durante a sua vida útil? Essa é a pergunta que queremos responder quando estabelecemos uma velocidade de projeto para análise da resposta das estruturas à ação do vento. A velocidade extrema de rajada de vento está relacionada ao seu tempo de atuação no conjunto da estrutura, e devido à natureza aleatória das flutuações do vento e com base na teoria da probabilidade para processos aleatórios, também está associada ao intervalo de tempo sobre o qual a velocidade é medida. Rajadas de menor duração, obtidas em pequenos intervalos de medição, da ordem de segundos, correspondem às maiores velocidades de vento.

A metodologia na qual é definido um tempo de duração da rajada para alcançar a resposta extrema de uma estrutura à ação do vento caracteriza o conceito de “rajada estática equivalente”. Esta rajada é definida como aquela que apresenta a menor duração capaz de carregar a edificação por completo, dessa forma, a distribuição espacial do carregamento é levada em conta através da variação no tempo sobre o qual é feita a média da turbulência medida.

As normas de projeto que utilizam este conceito estabelecem uma velocidade de vento básica, associada a um tempo de rajada específico, e posteriormente propõem ajustes de tal velocidade para tempos de rajada menores ou maiores, de acordo com as dimensões das construções. Em geral, adotam uma velocidade básica correspondente ao tempo de rajada igual a 3s. O uso desse tempo de rajada está historicamente ligado às características de resposta dos anemômetros (HOLMES e ALLSOP, 2013, HOLMES *et al.*, 2014). Além disso, BELJAARS (1987) também sugeriu um tempo de 2s a 3s como ideal para medição de rajadas pelos sistemas meteorológicos, baseando-se no fato de que a transformação de uma velocidade de rajada em um intervalo curto de tempo para um maior resulta em uma maior precisão do que a passagem contrária.

4.1.1. Tempo de rajada através do tamanho dos turbilhões

Para determinar a velocidade de vento a se considerar na análise estática de uma estrutura deve-se avaliar qual o tempo de atuação da rajada necessário para que se desenvolvam forças aerodinâmicas e para que a estrutura reaja a tal solicitação. Para que as pressões se desenvolvam plenamente na estrutura, é necessário que sejam considerados

apenas turbilhões que tenham dimensões suficientes para envolver toda a edificação ou parte contínua dela.

Segundo BLESSMANN (1988), para que o turbilhão seja efetivo, a sua seção transversal deve apresentar diâmetro igual ao triplo da altura ou largura da edificação a ser envolvida, o que for maior. Considerando que o turbilhão apresenta seção circular com diâmetro variando entre 1/3 e 1/2 do seu comprimento d na direção do vento, conforme ilustrado na Figura 4.1, a dimensão d deve ser de seis a nove vezes a maior dimensão da edificação, h .

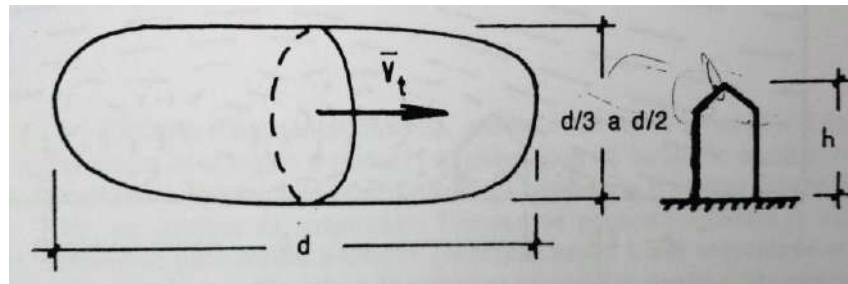


Figura 4.1 – Relação entre o tamanho do turbilhão e a dimensão da edificação (BLESSMANN, 1988)

Sabendo que o turbilhão se desloca a uma certa velocidade média U_t , relacionamos o comprimento do turbilhão com o tempo que ele levará para passar pela estrutura, e assim obtemos o tempo t de atuação da rajada na superfície da edificação:

$$t = \frac{d}{U_t} = \frac{6h}{U_t} \text{ a } \frac{9h}{U_t} \cong \frac{7,5h}{U_t} \quad (4.1)$$

4.1.2. “TVL formula” e Filtro de média móvel

Outra forma de definir o tempo de rajada efetivo para uma edificação foi proposta por LAWSON (1980). A partir da função de coerência, se definiu um valor crítico de frequência acima do qual as pressões não estão correlacionadas, mas que abaixo dela estão perfeitamente correlacionadas. Em sequência, foi definido o correspondente tempo de rajada crítico, chegando-se a conhecida “TVL formula”, apresentada na eq. (4.2).

$$t = C L^* / \bar{U} \quad (4.2)$$

em que: C é uma constante determinada experimentalmente;

L^* é a dimensão característica da estrutura;

\bar{U} é a velocidade média horária.

A partir do ajuste da curva que define a função de coerência a dados experimentais de medições das pressões em superfícies de prédios de várias alturas, LAWSON (1980) propôs que a constante C seria a constante de decaimento exponencial C_r e igual a 4,5. No entanto, estudos posteriores apresentados por DYRBYE e HANSEN (1996) e HOLMES (1997) concluíram que a igualdade $C = C_r$ não é adequada, resultando em tempos de rajada maiores que os adequados.

O tempo definido pela eq. (4.2) pode ser incorporado, no domínio da frequência, à um filtro de média móvel, aplicável ao espectro das flutuações do vento. O filtro é apresentado na eq. (4.3).

$$|H(f)|^2 = \left[\frac{\text{sen}(f\pi t)}{f\pi t} \right]^2 \quad (4.3)$$

Visto a facilidade com que o filtro de média móvel pode ser incorporado no processamento digital dos dados meteorológicos obtidos em estações automatizadas, este é atualmente o conceito adotado pela *World Meteorological Organization* (WMO) para a definição da duração das rajadas medidas (BELJAARS, 1987).

4.2. Definição do Tempo de Rajada através de Funções de Admitância Aerodinâmica

Segundo DYRBYE e HANSEN (1996) e HOLMES (1997), a determinação do tempo de rajada considerando $C = C_r$ na eq. (4.2), conforme publicado por LAWSON (1980), resulta em valores inapropriados. De acordo com HOLMES (1997), uma aparente confusão entre coerência e admitância aerodinâmica é a razão disto. A coerência é uma medição da correlação das pressões entre dois pontos, e não a reflete de forma plena a redução nas pressões em uma área, o que é corretamente representada pela função de admitância aerodinâmica.

Desta forma, os autores buscaram ajustar o valor da constante C através de uma correspondência entre a função de admitância aerodinâmica e o filtro de média móvel. Podemos entender que as duas funções são ferramentas utilizadas na definição da área que o vento atua de forma a efetivamente causar os maiores esforços na estrutura. Quando encontramos uma maneira de associa-las estamos fazendo uma ponte entre as duas metodologias propostas para a análise estática das estruturas submetidas a ação do vento: a baseada numa rajada de pico e a que tem como origem o método do fator de rajada de Davenport.

Para esta associação, DYRBYE e HANSEN (1996) propuseram a utilização de funções de admitância aerodinâmica aplicáveis a edifícios, incorporando a função co-espectro normalizado (eq. (2.17)) e baseado no conceito de linha de influência da resposta. Tais funções conseguem representar de forma mais adequada a correlação entre as pressões atuantes nos diversos pontos da estrutura que a função de admitância aerodinâmica proposta por VICKERY (1965) e DAVENPORT (1963), deduzida para placas. A função de admitância aerodinâmica proposta para estruturas com área de atuação do vento de forma retangular e linhas de influência da resposta com sinais constantes é apresentada na eq. (4.4).

$$\chi^2(\phi_y, \phi_z) = \frac{1}{1 + \sqrt{(G_y \phi_y)^2 + (G_z \phi_z)^2 + \left(\frac{2}{\pi} G_y \phi_y G_z \phi_z\right)^2}} \quad (4.4)$$

em que: ϕ_y e ϕ_z são parâmetros adimensionais, definidos como: $\phi_y = \frac{c_y f l_1}{\bar{u}_t}$ e $\phi_z = \frac{c_z f h}{\bar{u}_t}$;

As constantes G_y e G_z são definidas em função das linhas de influência nas direções y e z , respectivamente. Para uma linha de influência da resposta constante e igual a 1, G_y e $G_z = 1/2$.

DYRBYE e HANSEN (1996) associaram a função de admitância aerodinâmica ao filtro de média móvel em um gráfico, através do parâmetro adimensional ϕ :

$$\phi = \frac{C_r f \sqrt{l_1^2 + h^2}}{\bar{U}} \quad (4.5)$$

Substituindo a eq. (4.2), que define o tempo de rajada, na eq. (4.3), que define o filtro de média móvel, e igualando $\sqrt{l_1^2 + h^2}$ a L^* , podemos reescrever a expressão para o filtro de média móvel em função de ϕ :

$$|H(\phi)|^2 = \left[\frac{\text{sen}(\phi \pi)}{\phi \pi} \right]^2 \quad (4.6)$$

Os autores analisaram a situação na qual a constante C que define o tempo de rajada é igual a C_r , conforme os estudos de LAWSON (1980), e $C = C_r/3$. O gráfico encontra-se reproduzido na Figura 4.2. Foi considerada uma linha de influência da resposta uniforme, igual a 1. Da figura observa-se que na faixa de frequências de interesse, o filtro de média móvel com $C = C_r$ subestima a função de admitância aerodinâmica, enquanto quando $C = C_r/3$, a função de transferência apresenta magnitude mais próxima daquela esperada.

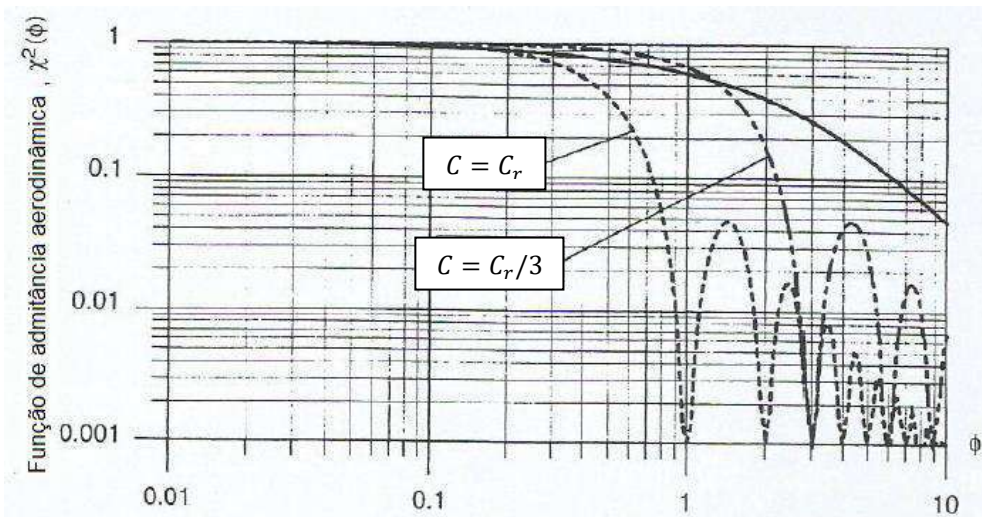


Figura 4.2 – Função de admitância aerodinâmica para uma área de forma quadrada, com linha de influência de resposta uniforme e igual a 1 (linha sólida) e as funções de admitância aerodinâmicas equivalentes aos filtros de média móvel com a constante $C = C_r$ e $C_r/3$ (DYRBYE e HANSEN, 1996)

Desse estudo, DYRBYE e HANSEN (1996) concluíram que o filtro de média móvel com $C = 4,5$, proposto por LAWSON (1980), produz respostas bastante inferiores àsquelas obtidas com a função de admitância aerodinâmica própria para edifícios, e que quando utilizada a constante $C = 1,5$, a aplicação do conceito de “rajada estática equivalente” resulta em uma boa aproximação da resposta extrema da estrutura.

HOLMES (1997) chegou a uma conclusão semelhante a de DYRBYE e HANSEN (1996) fazendo uso de outras funções de admitância aerodinâmica. Concluiu que o tempo de rajada calculado através da expressão $1,0 L'/\bar{U}_t$, sendo L' o comprimento efetivo da dimensão característica, dependente da forma da linha de influência da resposta, é o apropriado para os casos em que a linha de influência da resposta apresenta uma forma simples, sem inversão do sinal.

HOLMES e ALLSOP (2013) e HOLMES *et al.* (2014) estenderam os estudos sobre a área efetiva associada aos tempos de rajada. Nestes trabalhos mais recentes, foi proposto que os fatores de pico obtidos através de espectros teóricos S_u com a aplicação das funções de transferências $H(f)$ correspondentes ao filtro de média móvel g_{MM} (eq. (4.3)) e à função de admitância aerodinâmica de VICKERY (1965) e DAVENPORT (1963) g_{AA} (eq. (2.27)), fossem igualados de forma a se obter a área efetiva correspondente: $g_{MM} = g_{AA}$.

A frequência efetiva de resposta ν é então definida conforme a eq. (4.7) e o fator de pico é calculado de acordo com a eq. (3.4).

$$v = \sqrt{\frac{\int_0^{\infty} f^2 S_u(f) |H(f)|^2 df}{\int_0^{\infty} S_u(f) |H(f)|^2 df}} \quad (4.7)$$

sendo $S_u(f)$ o espectro teórico de velocidade de vento de von Kárman (eq. (2.15)).

A Figura 4.3 mostra a área efetiva, equivalente ao quadrado da dimensão característica da estrutura, presente na eq. (2.27), obtida em função da velocidade média horária, aplicando-se filtros de média móvel de 3s e 0,2s, considerando o tempo de amostragem de 3600s.

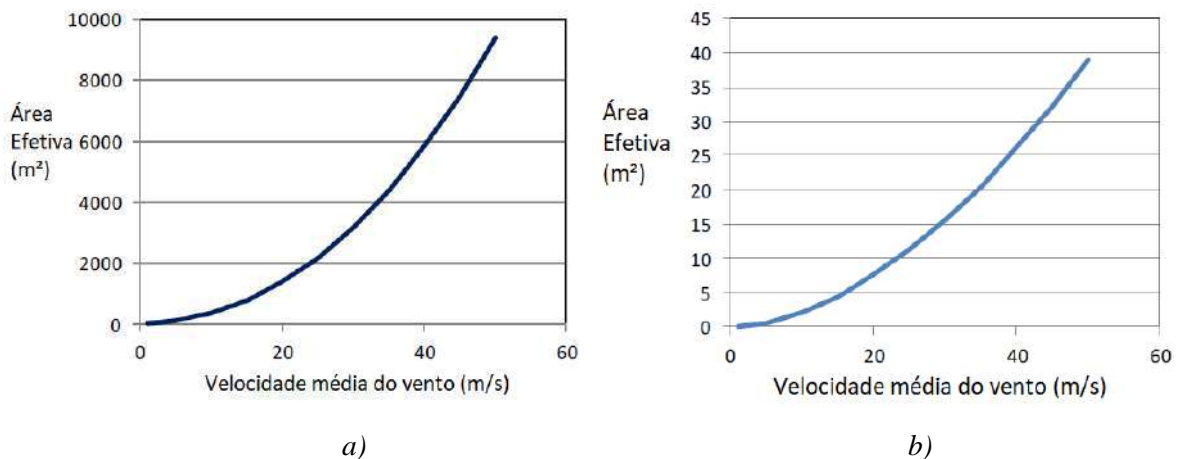


Figura 4.3 – Área efetiva em função da velocidade média horária, correspondente a um filtro de média móvel de 3s (a) e 0,2s (b) (adaptado de HOLMES e ALLSOP (2013) e HOLMES et al., (2014))

Dos gráficos é possível constatar que as rajadas associadas a 3s correspondem a uma área efetiva de atuação bastante superior àquela associada ao tempo de rajada de 0,2s. Por exemplo, para uma velocidade média horária de 30m/s, uma rajada de 3s tem área efetiva de 3200m², o que corresponde a um prédio de altura elevada, enquanto para esta mesma velocidade média, com uma rajada de 0,2s, a área efetiva cai para 16 m².

Desta forma, conclui-se que as rajadas com duração de 3s estão associadas a áreas muito maiores que aquelas geralmente definidas nos procedimentos normativos que adotam a velocidade básica associada a esta duração de rajada. A NBR6123/1988, por exemplo, associa as rajadas de 3s à elementos de vedação e edificações cuja maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20m.

HOLMES e ALLSOP (2013) e HOLMES et al. (2014) propõem então que o tempo de rajada que define a velocidade básica das normas seja ajustado ou que fatores adicionais sejam aplicados nos casos de edificações de pequenas dimensões, de forma a aumentar a pressão efetiva. As conclusões desses trabalhos, que também incluem estudos a respeito da

medição de dados através de anemômetros, levaram a uma redefinição do tempo de rajada associado à velocidade básica de vento da norma australiana e neozelandesa, passando de 3s para 0,2s.

O procedimento proposto por HOLMES e ALLSOP (2013) e HOLMES et al. (2014) para a definição do tempo de rajada associado a uma determinada área foi reproduzido com auxílio do programa *MathCad* utilizando as funções de admitância aerodinâmica de VICKERY (1965) e DAVENPORT (1963) (eq. (2.27)) e a proposta por DYRBYE e HANSEN (1996) (eq. (4.4)), considerando as linhas de influência da resposta uniformes e iguais a 1, $l_1 = h$ e $C_y = C_z = 10$, conforme a norma brasileira adota.

Estabelecendo $\bar{U} = 32m/s$, foram traçados em um gráfico os fatores de pico correspondentes à funções de admitância aerodinâmica g_{AA} em função da área frontal da edificação. Observou-se que o fatores de pico g_{AA} calculados com as funções de transferência $H(f)$ iguais às eqs. (2.27) e (4.4) são aproximadamente iguais. Fixando $A = 5574m^2$, que equivale à área perpendicular ao vento atuando na direção x do edifício padrão CAARC, cujas propriedades geométricas encontram-se descritas no item 5.4.1, foi ajustado o tempo t do filtro de média móvel de forma a se obter uma convergência dos fatores de pico $g_{MM} = g_{AA}$. A convergência foi alcançada para $t = 2,2s$. O procedimento está ilustrado na Figura 4.4. Este resultado é compatível com aquele alcançado por HOLMES e ALLSOP (2013) e HOLMES et al. (2014), em que pequenos intervalos de tempo estão associados a grandes áreas.

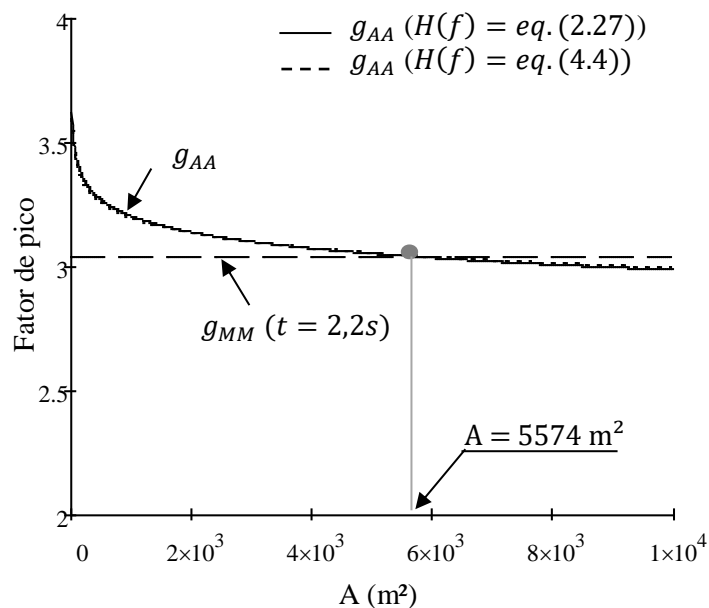


Figura 4.4 - Fatores de pico em função da área efetiva, calculados através das funções de transferência representadas pelo filtro de média móvel de 2,2s e as funções de admitância aerodinâmica.

Na Figura 4.5 é apresentado um gráfico com as funções correspondentes ao filtro de média móvel (H_{MM}), calculado através da eq. (4.3), com $t = 2,2s$, e ao filtro de média móvel (H_{MM}) com t calculado de acordo com a NBR6123/1988, além das funções de admitância aerodinâmica (H_{AA}), fazendo $C_y = C_z = 10$ e $A = 5574m^2$.

É possível confirmar que as áreas sob os gráficos das funções de admitância aerodinâmica de VICKERY (1965) e DAVENPORT (1963) e DYRBYE e HANSEN (1996) se aproximam da área definida pela função média móvel calculada com $t = 2,2s$, conforme a metodologia apresentada por HOLMES e ALLSOP (2013) e HOLMES et al. (2014). Por outro lado, a função média móvel correspondente ao tempo t calculado de acordo com a NBR6123/1988 subestima fortemente a função de transferência.

Igualando a eq. (4.2) a $2,2s$ e substituindo os valores de $\bar{U} = 32m/s$ e $L^* = \sqrt{A} = \sqrt{5574m^2}$, chegamos a uma constante $C \cong 1,0$, o que é compatível com o valor proposto por DYRBYE e HANSEN (1996) e HOLMES (1997).

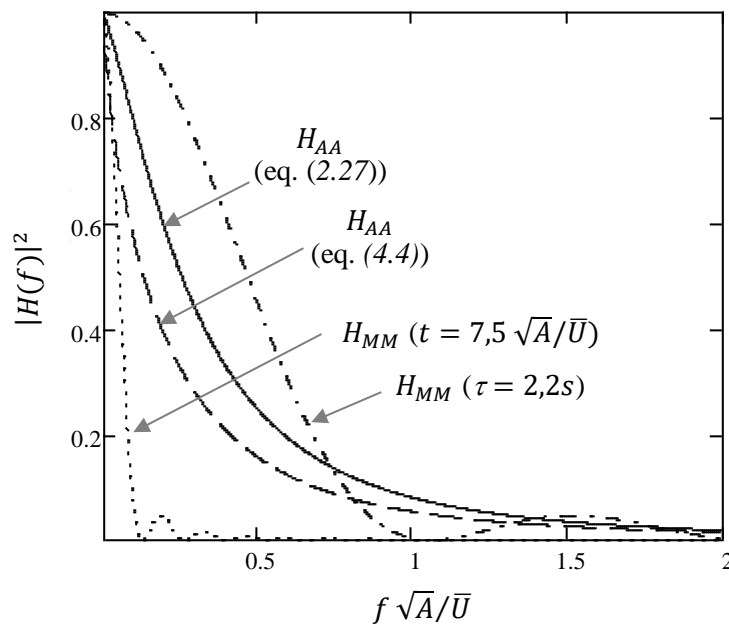


Figura 4.5 –Gráfico ilustrando a equivalência entre as áreas dos espectros definidos pelas funções de transferência para cálculo dos fatores de pico

4.3. Análise Estática Segundo a NBR 6123/1988

4.3.1. Lei geral para os perfis de velocidades segundo a NBR6123/1988

Como comentado no início deste capítulo, existem duas abordagens para a determinação da resposta estática das estruturas submetidas à ação do vento. A norma

brasileira NBR 6123/1988 adota o conceito da “rajada estática equivalente”, cuja metodologia para a definição dos esforços atuantes consiste no estabelecimento de uma velocidade de rajada de pico de acordo com as dimensões da construção, a partir da qual se definem diretamente as pressões e forças estáticas correspondentes aos máximos esforços esperados na estrutura.

Assim como na grande maioria das normas que seguem esta metodologia, é definida uma velocidade básica de vento, que neste caso correspondente a uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano (categoria II de terreno). É proposta então uma redução desta velocidade de pico de acordo com as dimensões da estrutura através da variação do intervalo de tempo de rajada. Quanto maior o tempo de atuação da rajada, menos veloz ela será e maior a dimensão do turbilhão correspondente, desenvolvendo pressões efetivas em edificações cada vez maiores. Estes ajustes são feitos na prática através de um coeficiente chamado fator de rajada, que será melhor definido a frente.

Como a velocidade básica de vento é dada apenas para uma categoria de terreno e uma certa altura, outros ajustes devem ser feitos, além daqueles relativos às dimensões da edificação. A NBR6123/1988 adota a lei potencial para a descrição do perfil vertical de velocidades. Para a velocidade média horária, o perfil é representado por:

$$\bar{U}(z) = b \bar{U}_0 \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (4.8)$$

sendo: \bar{U}_0 a velocidade básica horária: medida no intervalo $t=3600s$, excedida na média uma vez a cada 50 anos, a 10m de altura, categoria II de terreno;

b o parâmetro para ajuste da categoria de terreno;

Os valores dos parâmetros b e p da NBR6123/1988 para as cinco categorias de terreno, para o caso da velocidade média horária, foram definidos através de referências bibliográficas como CECM (1979, *apud* BLESSMANN, 1984) e SIMIU (1981).

Os parâmetros correspondentes ao perfil de rajadas, ou seja, quando $t = 3s$, foram originalmente definidos da seguinte forma, de acordo com BLESSMANN (1984):

Para definir os expoentes b e p dos perfis de rajadas de 3s para as cinco categorias, procedemos por tentativas, desenhando os perfis de parâmetro S_2 da NBR6123 e procurando definir curvas potenciais que melhor se adaptassem a estes perfis. Primeiramente estes perfis foram desenhados em gráficos bi-logarítmicos, determinando-se os parâmetros p graficamente. A seguir estes mesmos parâmetros foram calculados por regressão linear, com auxílio de calculadora de bolso. Os parâmetros b foram obtidos a partir de perfis de

velocidade de rajadas, desenhados em papel milimetrado, e considerando os valores de b da NBR6123 e da CECM.

Definidos os perfis de velocidades limites, $t = 3s$ e $t = 3600s$, procurou-se definir uma lei geral, válida para os intervalos de tempo intermediários. BLESSMANN (1984) chamou esta lei geral de “fórmula fundamental”, extraída do trabalho de SIMIU (1981). Segundo SIMIU (1981), a velocidade média sobre t segundos, na altura z , pode ser definida a partir da velocidade média horária e do desvio padrão da componente longitudinal das rajadas:

$$\bar{U}_t(z) = \bar{U}(z) + c(t) \sigma_u(z) \quad (4.9)$$

sendo: $\bar{U}_t(z)$ velocidade média sobre t segundos, na altura z ;

$c(t)$ um parâmetro que depende só do intervalo de tempo.

por sua vez:

$$\sigma_u^2(z) = \beta u_*^2 \quad (4.10)$$

sendo: $u_* = \bar{U}(z)/[2,5 \ln(z/z_0)]$;

β um parâmetro que varia de acordo com a categoria de terreno;

A expressão (4.9) apresenta mesma forma da expressão (3.7), na qual a resposta máxima esperada da estrutura é igual a resposta de pico, dada pelo fator de pico g multiplicado pelo desvio padrão da resposta σ_x , somada à resposta média. Desta forma, podemos interpretar o parâmetro $c(t)$ como uma espécie de fator de pico associado a cada intervalo de tempo definido. Os valores do parâmetro $c(t)$ foram dados por SIMIU (1981), baseados no trabalho de DURST (1960).

Rearrmando a eq. (4.9), chegamos a seguinte expressão para a fórmula fundamental:

$$\bar{U}_t(z) = b \bar{U}_0 \left(\frac{z}{10} \right)^p \left(1 + \frac{c(t) \sqrt{\beta}}{2,5 \ln(z/z_0)} \right) \quad (4.11)$$

Esta fórmula foi utilizada para a definição dos parâmetros b e p da NBR6123/1988 correspondentes a cada intervalo de tempo intermediário, bem como dos fatores de rajada.

a) **Parâmetro b**

O parâmetro b é a relação entre a velocidade média sobre t segundos, a 10m de altura, sobre terreno de categoria i e esta mesma velocidade sobre terreno de categoria II, conforme a eq. a seguir:

$$b_i = \bar{U}_{t,i}(10)/\bar{U}_{t,II}(10) \quad (4.12)$$

sendo: $\bar{U}_{t,i}(10)$ a velocidade média sobre t segundos, a 10m de altura, sobre terreno de categoria i ;

$\bar{U}_{t,II}(10)$ a velocidade média sobre t segundos, a 10m de altura, sobre terreno de categoria II.

Os valores de b inicialmente propostos para a NBR6123 foram definidos para os diversos intervalos de tempo, compreendidos entre $t=3s$ e $t=3600s$, e categorias de terreno através da eq. (4.12) e da equação fundamental (4.11). Segundo BLESSMANN (1984), os valores calculados de b foram levados a um gráfico e as curvas ajustadas para que os valores extremos ($t=3s$ e $t=3600s$) fossem aqueles já definidos anteriormente.

b) Expoente p

O expoente p permite estabelecer, através da lei potencial, o perfil de velocidade ao longo da altura. Para a obtenção dos valores que constariam na NBR6123, de acordo com o intervalo de tempo e categoria de terreno, foi calculada a expressão: $\bar{U}_t(z)/\bar{U}_0$, através da equação fundamental (4.11), para cada caso pertinente. Foram em seguida gerados perfis de velocidade adimensionais e os expoentes p determinados graficamente e através de regressão linear. Segundo BLESSMANN (1984), assim como realizado para o parâmetro b , os valores calculados foram levados a um gráfico e as curvas ajustadas de acordo com os valores extremos ($t=3s$ e $t=3600s$) já estabelecidos.

c) Fator de Rajada

O fator de rajada é o parâmetro que proporciona a conversão de uma velocidade definida para um tempo de rajada igual a 3s para uma velocidade média sobre t segundos, ambas para a mesma categoria de terreno, a 10m de altura.

$$F_{r,i} = \bar{U}_{t,i}(10)/U_i(10) \quad (4.13)$$

sendo $F_{r,i}$ o fator de rajada para uma categoria de terreno i ;

$U_i(10)$ a velocidade definida para um tempo de rajada igual a 3s, a 10m de altura, em terreno de categoria i .

A NBR6123/1988 adota apenas o fator de rajada relativo a categoria II de terreno, uma vez que a velocidade básica da referida norma é referente a esta categoria.

Assim como os parâmetros b e p , o fator de rajada para cada intervalo de tempo foi definido com auxílio da equação fundamental. Para a categoria II de terreno:

$$\frac{\bar{U}_{t,II}(10)}{\bar{U}_0} = b \left(1 + \frac{c(t)\sqrt{\beta}}{2,5 \ln(10/z_{0,II})} \right) \quad (4.14)$$

Estes valores, já calculados para a obtenção do parâmetro b , quando divididos por: U_0/\bar{U}_0 , resultam no $F_{r,II}$:

$$F_{r,II} = \bar{U}_{t,II}(10)/U_0 \quad (4.15)$$

sendo U_0 a velocidade básica: velocidade definida para um tempo de rajada igual a 3s, excedida em média uma vez a cada 50 anos, a 10m de altura, em terreno de categoria II.

Definidos os parâmetros necessários para o ajuste da velocidade básica de vento de acordo com a categoria de terreno, altura e para o tempo de rajada em função das dimensões da construção, podemos estabelecer uma lei geral para o perfil de velocidade:

$$\bar{U}_{t,i}(z) = b_i F_{r,II} U_0 \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (4.16)$$

Os parâmetros b , expoentes p e fatores de rajada atualmente definidos na NBR6123/1988 são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Parâmetros b , p e $F_{r,II}$ da NBR6123/1988

Cat.	t	3	5	10	15	20	30	45	60	120	300	600	3600
I	b	1,100	1,110	1,120	1,130	1,140	1,150	1,160	1,170	1,190	1,210	1,230	1,250
	p	0,060	0,065	0,070	0,075	0,075	0,080	0,085	0,085	0,090	0,095	0,095	0,100
II	b	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
	p	0,085	0,090	0,100	0,105	0,110	0,115	0,120	0,125	0,135	0,145	0,150	0,160
III	Fr	1,000	0,980	0,950	0,930	0,900	0,870	0,840	0,820	0,770	0,720	0,690	0,650
	b	0,940	0,940	0,930	0,920	0,920	0,910	0,900	0,900	0,890	0,870	0,860	0,850
IV	p	0,100	0,105	0,115	0,125	0,130	0,140	0,145	0,150	0,160	0,175	0,185	0,200
	b	0,860	0,850	0,840	0,830	0,830	0,820	0,800	0,790	0,760	0,730	0,710	0,680
V	p	0,120	0,125	0,135	0,145	0,150	0,160	0,170	0,175	0,195	0,215	0,230	0,250
	b	0,740	0,730	0,710	0,700	0,690	0,670	0,640	0,620	0,580	0,530	0,500	0,440
V	p	0,150	0,160	0,175	0,185	0,190	0,205	0,220	0,230	0,255	0,285	0,310	0,350

4.3.2. Determinação das forças estáticas

As forças estáticas devidas ao vento são determinadas segundo a NBR6123/1988 através de uma pressão dinâmica, definida por uma velocidade característica. A partir desta pressão são calculadas as forças estáticas correspondentes aos máximos esforços esperados na estrutura:

$$F_a = C_a q A_e \quad (4.17)$$

sendo: F_a a força estática equivalente a ser aplicada na estrutura;

A_e área frontal efetiva, que representa a área da projeção ortogonal da edificação sobre um plano perpendicular à direção do vento;

q a pressão dinâmica, dada por:

$$q = \frac{1}{2} \rho V_k^2 \quad (4.18)$$

sendo $\rho = 1,225 \text{ kg/m}^3$;

V_k a velocidade característica do vento.

A velocidade característica é obtida através de ajustes na velocidade básica em função do terreno, das dimensões da estrutura e do grau de segurança exigido, proporcionados pelos fatores S_1 , S_2 , S_3 :

$$V_k = S_1 S_2 S_3 V_0 \quad (4.19)$$

sendo: V_0 a velocidade básica, definida como a velocidade para um tempo de rajada igual a 3s, excedida em média uma vez a cada 50 anos, a 10m de altura, em terreno de categoria II;

S_1 o fator topográfico;

S_2 o fator que considera a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e a altura sobre o terreno;

S_3 o fator estatístico.

O parâmetro S_2 pode ser explicado como uma velocidade adimensional normalizada pela velocidade básica do vento e é função da altura acima do terreno, do tempo de rajada e do comprimento de rugosidade (z_0).

$$S_2 = \bar{V}_{t,i}(z)/V_0 \quad (4.20)$$

sendo $\bar{V}_{t,i}(z)$ a velocidade de vento referente a uma rajada de t segundos, a uma altura z , para categoria de terreno i .

A NBR6123/1988 classifica a rugosidade do terreno em cinco categorias, cada uma com seu respectivo comprimento de rugosidade z_0 associado, variando de 0,005m a 1,75m, para as categorias I a V, respectivamente (BLESSMANN, 2013).

A consideração da dimensão do elemento em análise é feita de forma simplificada na norma através de classes. São definidas três classes, que correspondem a dimensões atendidas por intervalos de tempo de rajada iguais a 3s, 5s e 10 s, respectivamente:

- Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m;

- **Classe B:** Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m;
- **Classe C:** Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Para estruturas em que uma das dimensões exceda 80 metros, uma análise mais detalhada deve ser realizada, seguindo os procedimentos do Anexo A, em que o parâmetro S_2 é calculado em função do tempo de rajada, conforme a lei geral para o perfil de velocidade apresentada na eq. (4.16).

$$S_2 = b \cdot Fr_{II} \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (4.21)$$

Os parâmetros b , p e Fr_{II} são dependentes do tempo de rajada considerado adequado para estudo do vento em uma determinada estrutura. Este intervalo de tempo é dependente do tamanho do turbilhão e conseqüentemente das dimensões da edificação e é calculado de forma interativa segundo a expressão (4.1). Após estabelecido o intervalo de tempo de rajada adequado, podemos calcular o parâmetro S_2 para cada altura de interesse da edificação.

A abordagem adotada pela norma brasileira foi utilizada por diversas normas internacionais mais antigas, como a norma inglesa por exemplo, devido a simplicidade com que é possível considerar a falta de correlação entre as forças de vento atuantes na estrutura. No entanto, este procedimento ainda é considerado de pouca precisão e necessita de ajustes (HOLMES, 1997).

Algumas normas que adotavam o método da rajada estática equivalente abriram mão deste método, migrando o procedimento normativo para a metodologia baseada no método de Davenport. A opção por este outro método está fundamentada principalmente nos extensivos estudos já desenvolvidos e pela consistência deste método com a abordagem dinâmica da ação do vento nas estruturas.

No entanto, alguns estudos têm sido desenvolvidos com o intuito de aprimorar e ajustar o procedimento baseado nas rajadas de pico, como por exemplo os trabalhos publicados por HOLMES e ALLSOP (2013) e HOLMES *et al.* (2014), onde é apresentando o estudo que justifica a mudança do tempo de rajada associado à velocidade básica da norma australiana e neozelandeza (AS/NZS1170.2:2011), de 3s para 0,2s.

4.4. Análise Estática Segundo o Eurocódigo 1-4/2005

No Eurocódigo 1-4/2005 a análise de estruturas submetidas ao vento, nas quais os efeitos dinâmicos podem ser desprezados, segue a mesma metodologia proposta para as

situações em que é necessária uma análise dinâmica. A metodologia da norma se baseia no método do fator de rajada proposto por Davenport. Neste método, ao contrário do método anterior, é definida uma pressão de pico através de um fator de pico, e não uma velocidade de pico medida.

A consideração da falta de correlação entre as forças na superfície é computada através do coeficiente de dimensão c_s , calculado em função do coeficiente de resposta quase-estática B^2 . O coeficiente dinâmico c_d é tomado igual a 1, uma vez que a majoração da resposta em função dos efeitos dinâmicos ocasionados pela turbulência é desprezível.

Relembrando o método de Davenport, podemos separar a área sob o espectro da resposta, igual à variância da resposta, em duas regiões: uma que define a parcela quase-estática da resposta e outra a ressonante. A parcela quase-estática é resultado da resposta direta da estrutura às forças flutuantes e está presente na resposta de todas as estruturas, incluindo aquelas nas quais a turbulência não causa efeitos de ressonância. Nesta componente da resposta está contabilizado o efeito da redução da resposta em função da falta de correlação das pressões de vento nas grandes superfícies, considerado através da função de admitância aerodinâmica.

Vale aqui reforçar que a metodologia para a análise estática das estruturas submetidas ao vento baseada no método de Davenport resulta em respostas em consonância com aquelas obtidas através da análise dinâmica das mesmas, seguindo o mesmo método. Ou seja, no limite que define se uma estrutura é suficientemente flexível para apresentar um comportamento dinâmico frente à turbulência do vento, as respostas obtidas através da análise estática e dinâmica convergem para um valor único. Isto é observado através da relação entre o coeficiente dinâmico c_d e a frequência da estrutura em análise. Mantendo as características dimensionais da estruturas e modificando as frequências naturais, conforme esta última cresce, c_d se aproxima da unidade, convergindo para o resultado obtido com a análise estática.

4.5. Análise Estática Segundo a NBCC

A norma Canadense, *National building Code of Canada* – NBCC/2010, assim como o Eurocódigo 1-4/2005, apresenta os métodos a para a determinação dos efeitos do vento sobre as estruturas , segundo a análise estática e a análise dinâmica, ambos baseados no método do fator de rajada proposto por Davenport, em que é definida uma pressão de pico através de um fator de pico.

A norma define que a análise dinâmica deve ser adotada caso uma das seguintes condições seja satisfeita: a altura da edificação seja superior a 4 vezes a largura efetiva; a altura seja superior a 60m; a menor frequência natural seja inferior a 1Hz, e recomenda ainda, que caso o comportamento dinâmico da estrutura em análise seja acentuado, sejam realizados adotados métodos experimentais. Nos demais casos, a análise estática é satisfatória.

Os procedimentos da NBCC consistem na determinação de uma pressão média atuante na estrutura a ser ajustada de acordo com a altura do prédio, da exposição, da influência do terreno e topografia, bem como a incorporação dos efeitos das rajadas de vento através de um fator de rajada. Os dois métodos apresentam o mesmo formato, sendo diferenciados apenas pela forma de determinação do fator de rajada (C_g), fator que incorpora os efeitos da amplificação da resposta devido ao comportamento dinâmico da estrutura, e do fator de exposição (C_e). A pressão externa devida ao vento é calculada da seguinte forma:

$$p = I_w q C_e C_g C_p \quad (4.22)$$

sendo: I_w o fator de importância, equivalente ao parâmetro S_3 da NBR 6123/1988. Varia de 0,8 a 1,25;

q a pressão de referência do vento $q = \frac{1}{2} \rho V_{ref}^2$, sendo: $\rho = 1,2929 \text{ kg/m}^3$;

V_{ref} a velocidade de referência, corresponde a uma velocidade média horária coletada a 10 m acima do nível do solo, em terreno plano e aberto (exposição A, de acordo com a NBCC), considerando um período de retorno de 50 anos;

C_e o fator de exposição, que corrige a pressão de referência em função da rugosidade do terreno;

C_g o fator de rajada;

C_p o coeficiente de pressão externa.

Nas situações em que os efeitos de ressonância devidos a ação do vento podem ser desprezados, e quando consideramos a estrutura como um todo, ou elementos estruturais principais, $C_g = 2$. Nesses casos, o fator de exposição C_e é definido na norma da seguinte forma:

- Fator de exposição A: Terrenos abertos com poucas edificações e obstruções, mares e lagos.

$$C_{e,A}(z) = \left(\frac{z}{10}\right)^{0,2} \geq 0,9 \quad (4.23)$$

- Fator de exposição B: Terrenos rugosos, caracterizados como áreas suburbanas e urbanas, centro de grandes cidades com poucos prédios altos, terrenos arborizados e florestas, que se estenda a barlavento por no mínimo 1 km da edificação, ou 20 vezes a sua altura.

$$C_{e,B}(z) = 0,7 \left(\frac{z}{12} \right)^{0,3} \geq 0,7 \quad (4.24)$$

A altura z , nos casos de prédios altos, é definida como:

- Face a barlavento: Altura efetiva a cima do terreno do ponto onde se está calculando a pressão externa;

- Face a sotavento: Metade da altura da edificação $z = h/2$.

As forças equivalentes estáticas, quando analisamos prédios simétricos, são iguais apenas às forças externas, obtidas através da soma das forças resultantes das pressões externas nas faces a barlavento e a sotavento:

$$F = \sum_{\text{superfícies}} p_{\text{sot}} A_{\text{ref}} + p_{\text{barl}} A_{\text{ref}} \quad (4.25)$$

5. PROPOSTA DE AJUSTES AO MÉTODO DO MODELO DISCRETO MODIFICADO POR ALGABA (2016)

5.1. Proposta de Revisão do Método do Modelo Discreto por ALGABA (2016)

ALGABA *et al* (2016) e ALGABA (2016) realizaram um estudo comparativo entre resultados de métodos teóricos, procedimentos normativos, soluções numéricas e aqueles obtidos de ensaios de modelos reduzidos em túnel de vento disponíveis na literatura e concluíram que o método atual da NBR6123/1988 produz resultados com valores menores do que os obtidos nos ensaios experimentais, bem como através de outros procedimentos normativos. ALGABA (2016) concluiu também que esta discrepância nos resultados é causada principalmente pela dupla consideração da correlação espacial através do co-espectro normalizado $\Psi_u(i, k, f)$ das flutuações de velocidade e da função de admitância aerodinâmica χ^2 clássica de VICKERY (1965) e DAVENPORT (1963), eq. (2.27).

Tendo isto em vista, e com o objetivo de aprimorar o método, foi proposto em ALGABA (2016) uma mudança no método do modelo discreto da normalização brasileira que impacta na adoção de novos ábacos para a obtenção do coeficiente de amplificação dinâmica ξ da eq. (3.59), agora denominado fator dinâmico. As mudanças se baseiam na exclusão da função de admitância aerodinâmica clássica, no uso da função do co-espectro normalizado médio $\Psi_{u_{med}}(f)$ reformulada e na implementação do fator de pico g calculado conforme a eq. (3.4), adotando-se a frequência efetiva de resposta igual à frequência natural da estrutura.

Com as alterações propostas por ALGABA (2016), o fator dinâmico ξ é definido pela eq. (3.59), sendo g é calculado através da eq. (3.4) e o parâmetro γ de acordo com a eq. (5.1).

$$\gamma = \sqrt{4 \int_0^{\infty} \frac{|H(f)|^2 S_u(f) \Psi_{u_{med}}(f)}{\bar{U}_{ref}^2} df} \quad (5.1)$$

O co-espectro normalizado médio $\Psi_{u_{med}}(f)$ proposto por ALGABA (2016) foi formulado de modo a permitir que o termo na integral da eq. (5.1) independa das posições dos nós. A partir do estudo das respostas em termos de momento fletor na base de numerosas e diferentes estruturas sob ação de ventos com características variadas, chegou à eq. (5.2).

$$\Psi_{umed}(f) = C_{corr} \frac{\sum_{i=1}^{Num} \sum_{k=1}^{Num} e^{\left[\frac{f \sqrt{C_y^2 (y_k - y_i)^2 + C_z^2 (z_k - z_i)^2}}{\bar{U}_m} \right]}}{Num^2} \quad (5.2)$$

em que : i, k são os nós i e k da estrutura discretizada; $i(y_i, z_i)$ e $k(y_k, z_k)$

Num é o número de nós que a estrutura é discretizada;

C_{corr} é o coeficiente corretor para que o cálculo do modelo discreto da NBR seja igual/similar ao cálculo no domínio da frequência.

O coeficiente corretor C_{corr} , segundo ALGABA (2016), deve ser tomado igual a 1,29 quando a taxa de amortecimento da estrutura $\zeta = 0,01$ e igual 1,23 quando $\zeta = 0,02$. Tais valores foram obtidos através das médias aproximadas da razão entre os resultados das análises com o MMD modificado (considerando $C_{corr} = 1$) e com a solução numérica modal do método no domínio da frequência.

Após estes ajustes, obteve-se resultados para a resposta dinâmica da estrutura, seguindo-se o MMD, compatíveis com aqueles obtidos através da metodologia proposta pelo Eurocódigo e da solução numérica modal no domínio da frequência, considerando-se apenas o modo fundamental de vibração, na forma $\phi = z/h$.

5.2. Análise das Simplificações Presentes no Método do Modelo Discreto

Para o desenvolvimento do método do modelo discreto, RIERA e GALINDEZ (1979) fizeram uso da formulação modal no domínio da frequência, adotando algumas simplificações necessárias para a aplicação do método na norma. Propôs o rearranjo da equação que define originalmente o desvio padrão da coordenada modal, dado pela raiz da eq. (3.28), chegando à eq. (5.3).

$$\sigma_{a,j} \cong q_{ref}^2 A^2 \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n \frac{\phi_{j,i} \phi_{j,k}}{\bar{m}_j} \beta_i \beta_k \left[4 \int_0^\infty \frac{\frac{1}{\omega_j^4} |H(f)|^2 S_u(f) \overline{\chi^2(f) \Psi_u(i, k, f)}}{\bar{U}_{ref}^2} df \right]^{1/2} \quad (5.3)$$

$$\text{sendo: } \beta_i = \frac{A_i C_{a_i} \bar{U}_i}{A \bar{U}_{ref}}$$

Neste rearranjo, houve a retirada do espectro cruzado da turbulência do duplo somatório e o conseqüente deslocamento da parcela restante, que independe da frequência, para fora da integral. No entanto, quando separamos as parcelas do somatório, ainda que esta operação matemática seja compensada na formulação do espectro cruzado da turbulência

médio, erros são inseridos. ALGABA (2016) observou isto em seu trabalho e propôs a adoção do coeficiente corretor para compensar os erros decorrentes da simplificação apresentada.

Tendo isso em vista, buscou-se compreender quais variáveis influenciavam no valor do coeficiente corretor a ser adotado. De forma mais direta, podemos prever que as variáveis utilizadas para o cálculo do espectro cruzado da turbulência influenciam no valor da diferença observada, são elas: as dimensões da estrutura e a velocidade média, que depende da velocidade básica e da categoria de terreno. Identifica-se também que as variáveis presentes no interior do duplo somatório original (ϕ, \bar{U}, C_a e A) serviriam como fatores multiplicadores dos erros decorrentes da simplificação, bem como a função de resposta em frequência, que depende do amortecimento e frequência natural de vibração.

Nos testes realizados por ALGABA (2016) para a definição do coeficiente corretor, foi observado o impacto das dimensões da estrutura, da velocidade média e do amortecimento, e constatou-se que variações destes parâmetros, dentro dos limites usuais, a exceção do amortecimento, não eram significativas e permitiam a adoção de coeficientes de correção médios em função da razão de amortecimento da estrutura.

5.2.1. Coeficientes corretores

Neste trabalho, procurou-se aprofundar o estudo sobre o impacto das variáveis da estrutura e do vento no coeficiente corretor, necessário para ajustar a resposta obtida através do MMD àquela obtida através da solução numérica modal no domínio da frequência, origem do método. A correção foi calculada como a razão entre a variância do deslocamento modal segundo cada uma das metodologias (eq. (5.4)).

$$C_{corr} = \frac{\sigma^2_{a,j,NFREQ}}{\sigma^2_{a,j,MD}} \quad (5.4)$$

$$= \frac{\frac{1}{\bar{m}_j^2 \omega_j^4} \int_0^\infty |H(f)|^2 \frac{\rho^2}{4} \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n \phi_{j,i} \phi_{j,k} (2\bar{U}_i)(2\bar{U}_k) C_{a_i} C_{a_k} A_i A_k \sqrt{S_{u,i}(f)} \sqrt{S_{u,k}(f)} \Psi_u(i, k, f) df}{\frac{1}{\bar{m}_j \omega_j^4} \frac{\rho^2}{4} \left(\sum_{i=1}^n \phi_{j,i} C_{a_i} A_i \right)^2 \int_0^\infty |H(f)|^2 S_u(f) \Psi_{u_{med}}(f) df}$$

sendo: $\sigma^2_{a,j,NFREQ}$ a variância da amplitude do modo j , calculada através da solução numérica modal no domínio da frequência;

$\sigma^2_{a,j,MD}$ a variância da amplitude do modo j , calculada através do MMD.

Simplificando a eq. (5.4):

$$C_{corr} = \frac{\int_0^{\infty} |H(f)|^2 \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n \phi_{j,i} \phi_{j,k} \bar{U}_i \bar{U}_k C_{a_i} C_{a_k} A_i A_k S_{u,i}(f) \Psi_u(i, k, f) df}{\left(\sum_{i=1}^n \phi_{j,i} C_{a_i} A_i\right)^2 \int_0^{\infty} |H(f)|^2 S_u(f) \Psi_{u_{med}}(f) df} \quad (5.5)$$

Foram testados 12 (doze) prédios com dimensões distintas, apresentados na Tabela 5.1, com razão de amortecimento ζ igual a 1%, para as categorias de terreno I e V segundo a NBR6123/1988, usando a velocidade básica de 40 m/s. Para $\zeta = 2\%$, foram testados apenas os prédios com altura de 200m (prédios 10 a 12). A forma modal adotada segue a expressão $\phi = z/h$ e a frequência natural das estruturas foi variada de 0,05 Hz a 5 Hz.

Observou-se que o valor do coeficiente de arrasto não influencia no C_{corr} , pelo menos nos casos em que este é constante ao longo da altura.

Tabela 5.1 – Dimensões dos prédios utilizados nos testes para definição do C_{corr}

Prédio	Altura (m)	Largura (m)	Prédio	Altura (m)	Largura (m)
1	25	1	7	100	1
2	25	12,5	8	100	20
3	25	25	9	100	60
4	50	1	10	200	1
5	50	15	11	200	20
6	50	40	12	200	80

A Figura 5.1 e a Figura 5.2 apresentam os gráficos com os valores do C_{corr} calculados na situação em que $\zeta = 1\%$, para os prédios com altura de 25m (1, 2 e 3) e 200m (10, 11 e 12), respectivamente, em função da relação $\frac{V_p}{fL}$, sendo V_p a velocidade de projeto, definida na altura $z=10\text{ m}$, no intervalo de 10min, para um terreno de categoria II; L o comprimento de escala, igual a 1800m. Os resultados para as demais tipologias de prédios encontram-se no anexo A.

A principal conclusão que podemos chegar observando os gráficos apresentados é que o valor do coeficiente corretor é fortemente influenciado pela frequência natural de vibração. O coeficiente apresenta seus maiores valores em frequências baixas (0,10Hz a 0,25Hz), caindo consideravelmente para as frequências de vibração mais elevadas e suavemente para aquelas mais baixas. Observamos também que os C_{corr} variam pouco com a largura do prédio, no entanto, a categoria de terreno influencia de forma mais efetiva. Há um aumento de aproximadamente 10% no valor máximo do C_{corr} da categoria I para a categoria V, para os prédios de 200m. Quando olhamos o gráfico relativo aos prédios com

altura menor, em comparação com o relativo aos prédios de 200m, concluímos também que a altura apresenta certa influência no C_{corr} , aumentando-o aproximadamente 12% da altura de 25m para a altura de 200m.

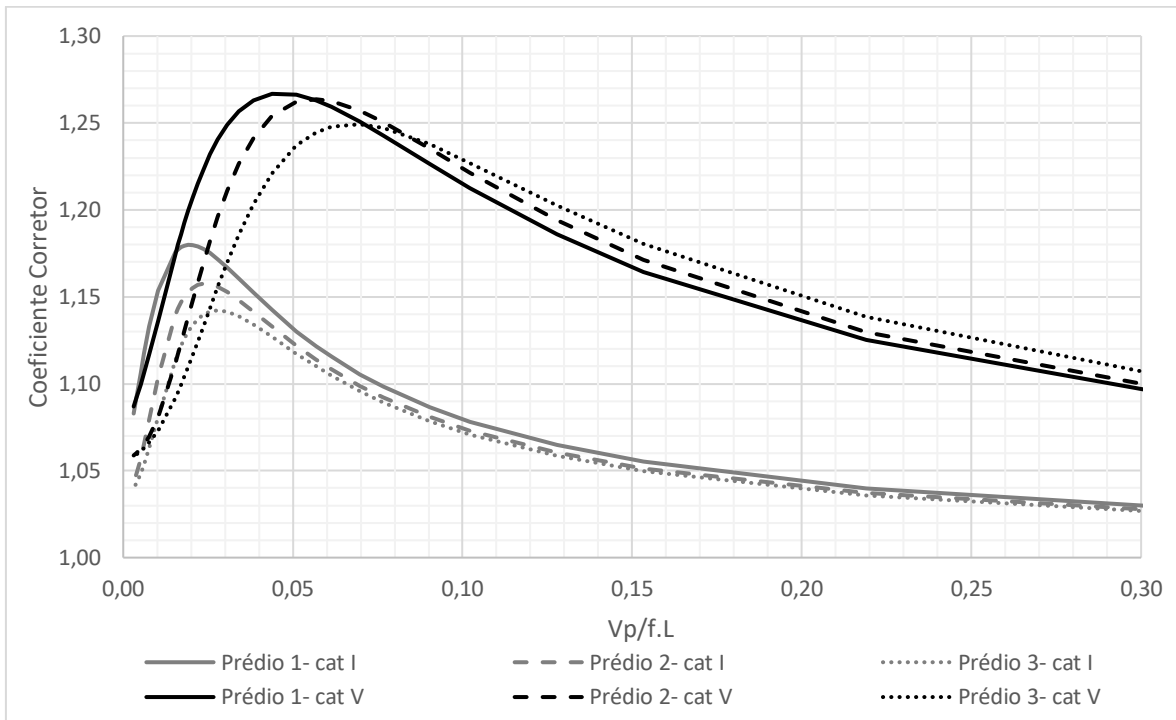


Figura 5.1 – Gráfico com o C_{corr} variando conforme a relação V_p/fL para os prédios com 25m de altura, categorias de terreno I e V, $\phi = z/h$ e $\zeta=1\%$

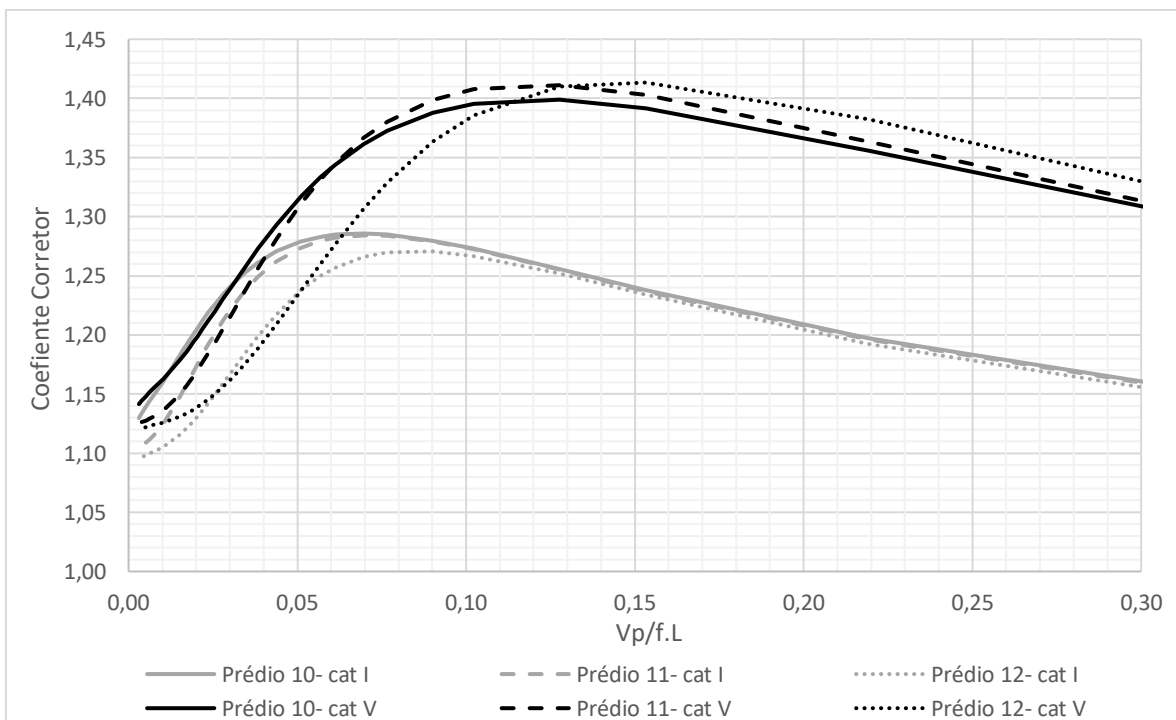


Figura 5.2 – Gráfico com o C_{corr} variando conforme a relação V_p/fL para os prédios com 200m de altura, categorias de terreno I e V, $\phi = z/h$ e $\zeta=1\%$

O coeficiente corretor proposto por ALGABA (2016) para $\zeta=1\%$, $C_{corr} = 1,29$, se mostrou adequado para os prédios com altura menor, no entanto, para os prédios com altura maior, nos casos em que a frequência de vibração está no intervalo aproximado entre 0,1Hz e 0,3Hz e categoria de terreno V, é necessário um incremento no C_{corr} para que os resultados obtidos segundo o MMD sejam satisfatoriamente próximos daqueles obtidos com o método original no domínio da frequência. Para os prédios com 200m de altura e $\zeta=2\%$, o $C_{corr} = 1,23$, proposto por ALGABA (2016), também se mostrou insuficiente para frequências inferiores a aproximadamente 0,3 Hz.

Foi ainda realizado um estudo a respeito da influência da velocidade básica. Foram obtidos os valores dos coeficientes corretores, apenas para o prédio 10, variando-se a velocidade básica: 30m/s, 40m/s e 50m/s, na condição de terreno equivalente à categoria I da NBR6123, considerando $\zeta=1\%$ e forma modal $\phi = z/h$. A Figura 5.3 apresenta o resultado alcançado. Observamos que a velocidade básica não influencia no C_{corr} calculado.

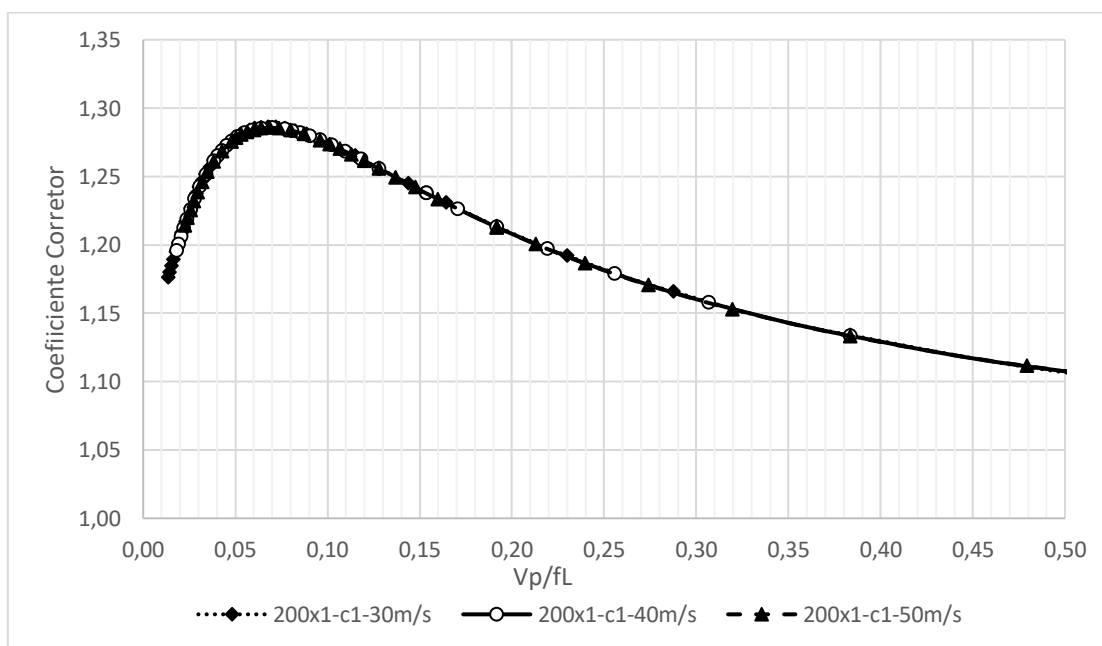


Figura 5.3 – Gráfico com o C_{corr} variando conforme a relação V_p/fL para velocidades básicas de 30m/s, 40m/s e 50m/s. Prédio 10, categoria de terreno I, $\phi = z/h$ e $\zeta=1\%$

5.2.2. Fator de pico

O fator dinâmico ξ , obtido através dos ábacos da NBR6123 é composto pelo fator de pico g e pelo fator γ . Originalmente, o MMD utiliza um fator de pico único e igual a 4 para o cálculo do coeficiente de amplificação, no entanto sabe-se que este valor não é fixo. Depende do intervalo de tempo da estimativa para a qual é calculada a resposta máxima e

da forma do espectro da força flutuante. Segundo TAMURA e KAREEM (2013), os valores usuais de g situam-se entre 3 e 4. Ainda que a adoção de $g = 4$ seja conservadora, ALGABA (2016) propôs que o fator de pico fosse calculado de acordo com a fórmula desenvolvida por DAVENPORT (1961) (eq. (3.4)), em que a frequência efetiva de resposta é tomada de forma aproximada e conservadora como a frequência natural de vibração.

A aproximação da frequência efetiva pela frequência natural de vibração conduz a bons resultados nos casos em que a estrutura apresenta expressiva resposta ressonante, ou seja, espectro de resposta com pico bastante pronunciado na frequência ressonante. No entanto, quando consideramos modos de vibração cujas frequências naturais são mais elevadas, que correspondem à espectros em que a componente não-ressonante (*background*) predomina, os valores calculados para g com a aproximação proposta começam a divergir daqueles calculados através da razão entre os momentos espectrais (eq. (3.5)). O gráfico da Figura 5.4 apresenta a diferença entre o fator de pico calculado aproximando a frequência efetiva para a frequência natural de vibração e utilizando a formulação através dos momentos espectrais, para o prédio CAARC, cujas propriedades estão descritas no item 5.5 deste trabalho, com vento atuando na direção x , velocidade básica igual a 26,4 m/s, categoria I de terreno e $\zeta=1\%$.

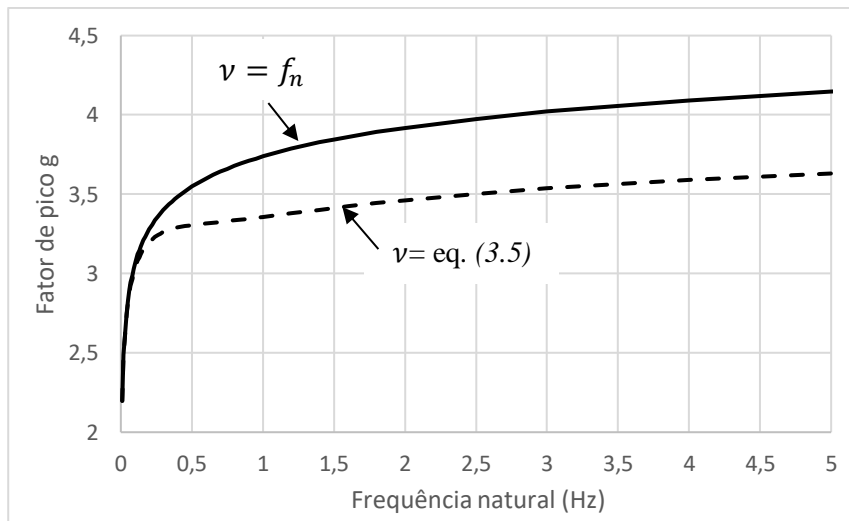


Figura 5.4 – Comparação entre o fator de pico calculado através da eq. (3.4), considerando v igual à frequência natural e v calculado através da razão entre os momentos espectrais

Neste trabalho se propõe então o desenvolvimento de novos ábacos para a obtenção do fator dinâmico utilizando o fator de pico calculado através da fórmula proposta por DAVENPORT (1961), desta vez considerando-se a frequência efetiva de resposta igual a razão entre os momentos espectrais do espectro de frequências do deslocamento modal,

conforme a eq. (3.5). Esta mudança reduz o fator de pico, principalmente para as frequências mais elevadas.

5.3. Novos Ábacos para NBR6123

ALGABA (2016) já havia constatado inconsistências na formulação do método do modelo discreto que resultavam em esforços menores que aqueles calculados através da solução numérica modal no domínio do tempo. Neste trabalho, baseando-se nos estudos descritos nos item 5.2, propõe-se novos ajustes ao método, que consistem em:

- Retirada das curvas relativas à altura de 300m e incorporação das curvas relativas às alturas de 50m e 200m. Isto porque edificações com alturas superiores a 200m requerem estudos mais aprofundados e específicos do comportamento dinâmico, usualmente feitos em túneis de vento;
- Alteração da forma de cálculo do fator de pico. Calculado através da equação proposta por DAVENPORT (1961) (eq. (3.4)), com v obtido pela razão dos momentos espectrais (eq. (3.5));
- Incorporação de novos coeficientes corretores aos ábacos, levando-se em consideração mais variáveis da estrutura e do vento.

Com os resultados dos estudos do item 5.2 são propostos novos ábacos para a determinação do fator dinâmico. Os ábacos do anexo B corrigem os que a NBR 6123/1988 define entre as Figuras 14 e 18 do item 9 para as cinco categorias de terreno e razões de amortecimento iguais a 1% e 2%.

Os ábacos foram desenvolvidos para a forma modal do tipo $\phi = z/h$, com auxílio de um programa em linguagem *FORTRAN*, em que a integração necessária para a obtenção do fator γ foi feita no intervalo de 0 a 10Hz, com intervalo de integração de 0,001Hz, incorporando para cada frequência natural de vibração um C_{corr} adequado.

Visto que a largura da edificação na direção perpendicular ao vento não influencia de forma efetiva no C_{corr} , e tendo em conta a grande quantidade de variáveis testadas, optou-se por confeccionar novos ábacos, de forma conservadora, utilizando para todas as dimensões pertinentes os C_{corr} calculados para a altura de 200m e largura de 1m. Os valores calculados para cada categoria de terreno foram respeitados, assim como a razão de amortecimento e a frequência natural.

São propostos dois ábacos para cada categoria de terreno em função da razão de amortecimento: um para $\zeta = 1\%$ e outro para $\zeta = 2\%$. Cada ábaco apresenta três curvas para cada altura considerada: 25m, 50m, 100m e 200m e cada curva corresponde a uma relação l_1/h , sendo l_1 a largura da edificação na direção perpendicular ao vento e h a sua altura. Foram consideradas as relações $l_1/h = 0$ para todas as alturas e $l_1/h = 0,5$ e $l_1/h \geq 1$ para $h = 25m$; e $l_1/h = 0,3$ e $l_1/h \geq 0,8$ para $h = 50m$; e $l_1/h = 0,2$ e $l_1/h \geq 0,6$ para $h = 100m$; e $l_1/h = 0,1$ e $l_1/h \geq 0,4$ para $h = 200m$.

A Figura 5.5 apresenta um exemplo dos novos ábacos para a categoria de terreno I e $\zeta = 1\%$, em comparação com o ábaco presente na atual NBR6123/1988 para a mesma categoria de terreno e relação $l_1/h \geq 0,2$. O conjunto completo de ábacos propostos encontra-se no anexo B, juntamente com um conjunto de tabelas que facilitarão a aplicação do método.

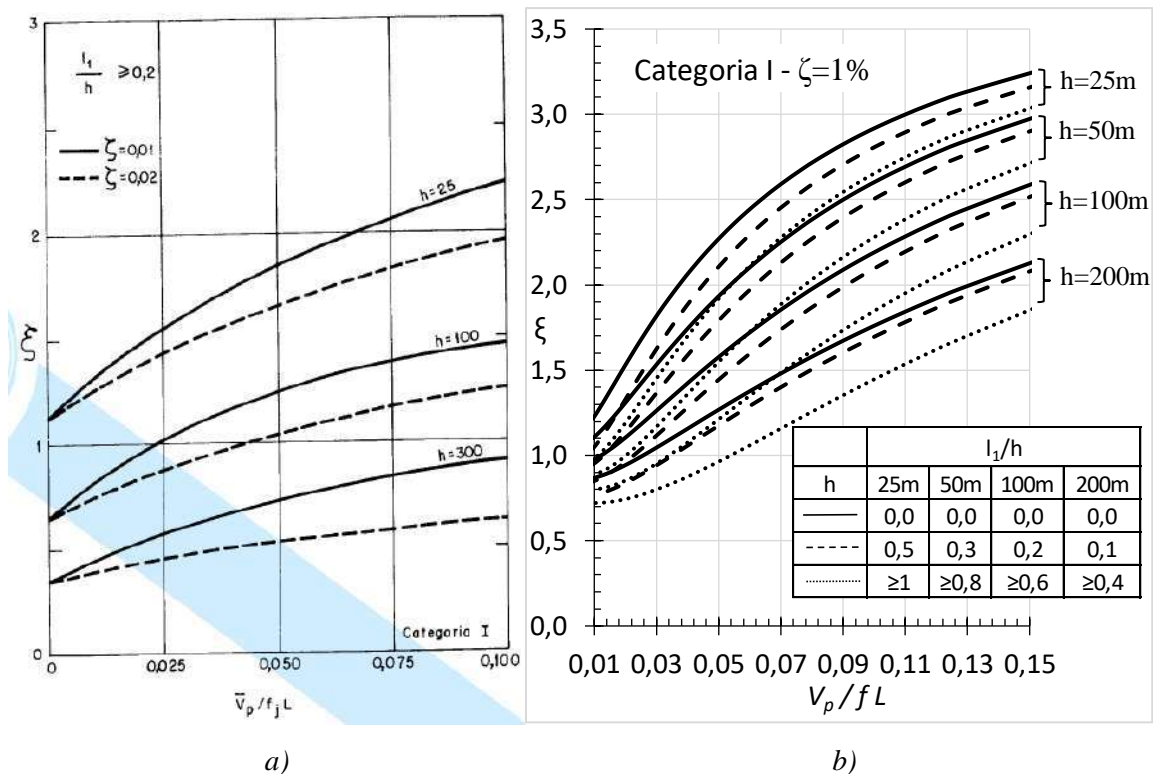


Figura 5.5 – Ábacos para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria I. a) Presente na NBR6123/1988 (ABNT, 1988), para a relação $l_1/h \geq 0,2$. b) Novo ábaco proposto para $\zeta = 1\%$

5.4. Exemplo de Aplicação dos Novos Ábacos

Neste item, apresentam-se dois exemplos de cálculos para obtenção da resposta dinâmica, em termos de esforços, de duas estruturas com dimensões distintas. É feito um comparativo entre a resposta obtida através do MMD modificado, fazendo-se uso dos ábacos

propostos neste trabalho, e do procedimento “exato”, que consiste na solução numérica modal no domínio da frequência.

5.4.1. Edifício CAARC

O edifício padrão CAARC foi proposto pela *Commonwealth Advisory Aeronautical Council* em 1969 como uma especificação de modelo de edifício alto para a comparação de resultados obtidos em simulações realizadas em túneis de vento (WARDLAW e MOSS, 1970, *apud* MELBOURNE, 1980). Ele é um prisma retangular com base de 30,48m por 45,72m e altura de 182,88m (100ft x 150ft x 600ft), como apresentado na Figura 5.6, e apresenta massa específica $\rho_{est} = 160kg/m^3$.

Os coeficientes de arrasto foram calculados segundo os procedimentos da NBR6123/1988: 1,26 para o vento incidindo na direção x e 1,45 para o vento incidindo na direção y .

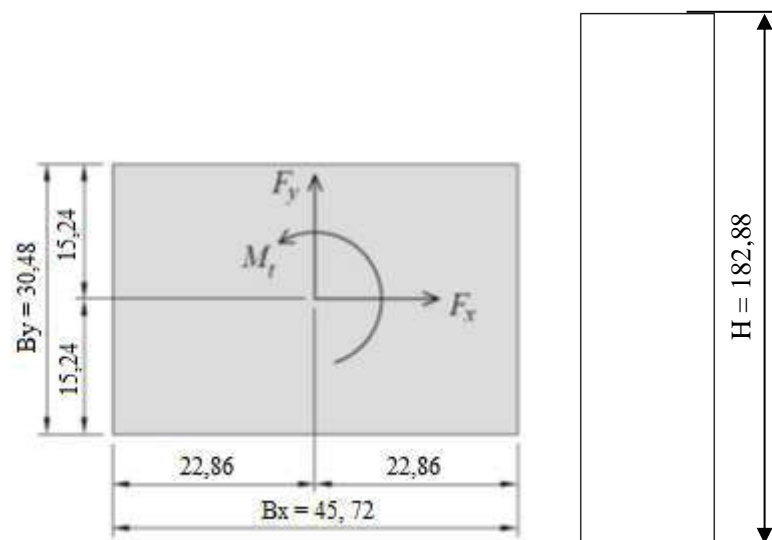


Figura 5.6 – Visão geral do edifício CAARC (adaptado de LOREDO-SOUZA et al., 20--, *apud* CARINI, 2017). Dimensões em metros

a) Propriedades dinâmicas do edifício

Neste exemplo, foi considerada apenas a contribuição do primeiro modo de vibração, em cada uma das direções, com a forma modal do tipo $\phi = z/h$, ilustrada na Figura 5.7. As frequências naturais do prédio e a razão de amortecimento foram adotadas como: $f_x = 0,23 Hz$ (flexão na direção y exclusivamente); $f_y = 0,20 Hz$ (flexão na direção x exclusivamente); $\zeta = 1\%$.

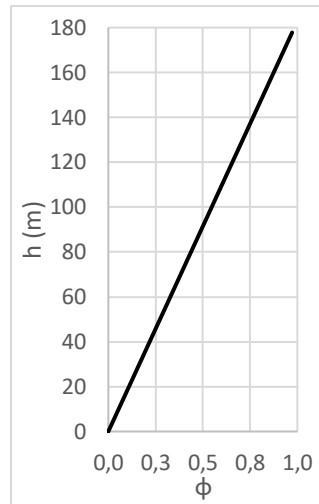


Figura 5.7 – Forma modal do tipo $\phi = z/h$

b) Características do vento

Admitiu-se uma velocidade básica do vento, definida como uma rajada de 3s, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano (categoria II de terreno da NBR6123/1988), igual a $V_0 = 40m/s$. O fator relacionado à mudança na topografia do terreno (S_1) e vida útil da estrutura (S_3) foram tomados igual a unidade. Para se obter uma visão geral dos resultados para as diversas categorias de terreno definidas na NBR6123/1988, foram consideradas apenas as categorias I e V da referida norma.

c) Cálculos segundo a NBR6123/1988 - reformulada

Transformando a velocidade básica para uma velocidade média, medida num intervalo de 10 minutos, através do fator de rajada $F_{r,II} = 0,69$, obtemos $V_p = 27,6 m/s$. Com a velocidade de projeto definida, calculamos a pressão dinâmica através da expressão a seguir:

$$q_0 = 0,613 V_p^2 = 467N/m^2 \quad (5.6)$$

Para os ajustes com relação a categoria de terreno e distância ao solo, usamos os parâmetros p e b para o tempo de rajada de 10 min, segundo a NBR6123/1988, expressos na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Parâmetros p e b , para tempo de rajada de 10min, segundo a categoria de terreno

Parâmetro	Categoria I	Categoria V
p	0,095	0,310
b	1,230	0,500

A força flutuante de pico, para cada nó i é calculada como:

$$\hat{F}_i = F_H \Psi_i \phi_{j,i} \quad (5.7)$$

sendo: $\Psi_i = \frac{m_i}{m_0}$ a massa adimensionalizada;

m_0 a massa de referência arbitrária, igual a $10^6 kg$

$$F_H = \bar{q}_0 b^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i \phi_{j,i}}{\sum_{i=1}^n \Psi_i \phi_{j,i}^2} \xi \quad (5.8)$$

$$\beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_0} \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^{2p}, \text{ sendo } A_0 \text{ é a área de referência arbitrária, tomada} \quad (5.9)$$

igual a área total de incidência do vento.

Os fatores dinâmicos ξ foram obtidos através de interpolação linear, fazendo uso das tabelas apresentadas no anexo B. Os valores utilizados estão apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Fatores dinâmicos

ξ	f (Hz)	Categoria I	Categoria V
Vento na dir. x	0,23	1,379	4,453
Vento na dir. y	0,20	1,450	4,521

Os cálculos parciais realizados para a obtenção das forças dinâmicas equivalentes encontram-se no anexo C.

d) Solução numérica modal no domínio da frequência

Para os cálculos da solução numérica no domínio da frequência, seguiu-se a metodologia apresentada no item 3.4, adotando-se o espectro teórico da velocidade de vento de Harris (eq.(2.13)) e o co-espectro normalizado calculado de acordo com a eq. (2.18), com os coeficientes de decaimento para a correlação espacial das pressões, C_y e C_z , iguais a 10.

O fator de pico foi calculado segundo a eq. (3.4), fazendo v igual a razão dos momentos espectrais. Os valores para a massa específica do ar e coeficientes de arrasto foram tomados de acordo com a NBR6123/1988.

Para aplicação da solução numérica modal no domínio da frequência foi desenvolvido um programa em linguagem *FORTRAN*, neste trabalho denominado NFREQ. O programa retorna o deslocamento de pico e os esforços, cortante e momento fletor, decorrentes da atuação das forças de vento flutuantes e da parcela média, distribuídos ao longo da altura da edificação e as resultantes na base. A integração do espectro de resposta é feita no intervalo de 0 a 10Hz.

Como dados de entrada, o usuário deve informar as dimensões da estrutura, o coeficiente de arrasto, a densidade média da estrutura, frequência natural de vibração e razão de amortecimento, além da velocidade básica do vento a ser considerada e os dados que definem a categoria de terreno. Informa-se também a discretização desejada ao longo da altura e da largura.

e) **Resultados comparativos**

A Figura 5.12 apresenta os gráficos com a distribuição das forças estáticas equivalentes ao longo da altura da edificação, calculadas através do MMD e do programa NFREQ. A Tabela 5.8 apresenta os valores do esforço cortante e momento fletor na base, correspondentes apenas a parcela flutuante do vento, para cada metodologia testada. Dos resultados, vimos que com o uso dos novos ábacos as respostas dinâmicas segundo as duas metodologias convergem perfeitamente.

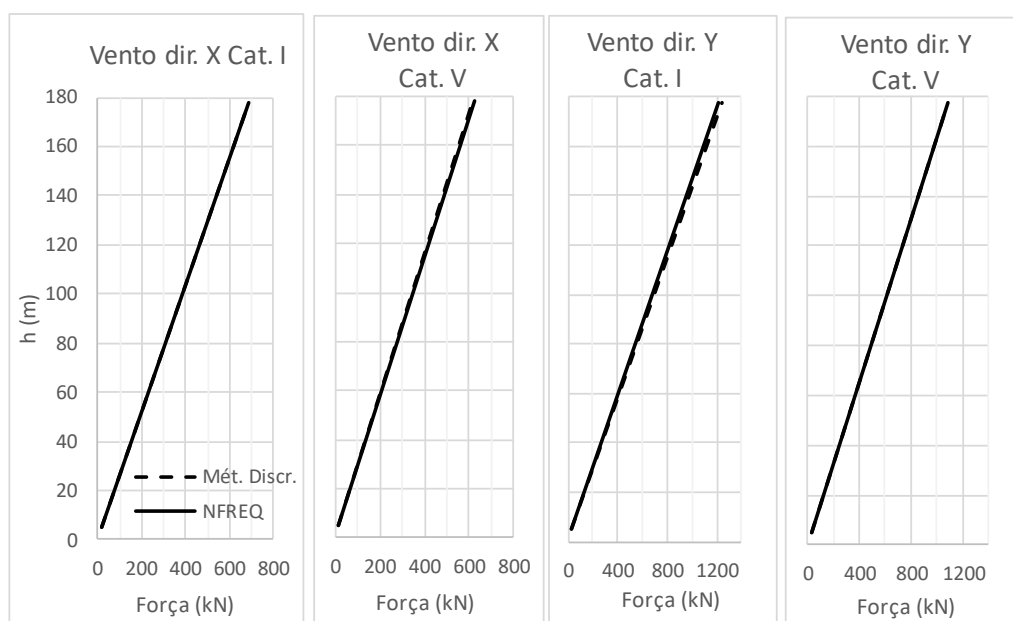


Figura 5.8 – Forças estáticas equivalentes para o edifício CAARC, calculadas segundo o MMD modificado e o programa NFREQ

Tabela 5.4 – Esforço cortante e momento fletor resultante da parcela flutuante do vento, na base do edifício CAARC

	Cat. de terreno	\hat{F} (kN)			\hat{M} (MN.m)		
		MMD	NFREQ	NFREQ/MMD	MMD	NFREQ	NFREQ/MMD
Vento Na dir. x	I	6324	6331	1,00	770,5	771,3	1,00
	V	5715	5777	1,01	696,3	703,8	1,01
Vento Na dir. y	I	11479	11229	0,98	1398	1368	0,98
	V	10018	10048	1,00	1220	1224	1,00

5.4.2. Edificação com propriedades variáveis ao longo da altura

O método do modelo discreto, segundo a NBR6123/1988, é adequado à análise do caso geral de uma edificação com propriedades variáveis com a altura, fazendo $l_1 = \sum_{i=1}^n A_i / h$. Desta forma, com o objetivo de validar o uso dos ábacos para este caso, neste exemplo foi testado um edifício fictício, cujas dimensões ao longo da altura foram arbitradas tomando o edifício CAARC como referência, modificando suas dimensões ao longo altura. A Tabela 5.5 apresenta as dimensões e os coeficientes de arrasto adotados. As propriedades dinâmicas e densidade foram mantidas, bem como as características do vento e do terreno. Foi considerado apenas o vento incidindo na direção x .

Tabela 5.5 – Dimensões e Coeficiente de arrasto ao longo da altura do edifício

Área	z (m)	L _x (m)	L _y (m)	Ca
A1	0,00 – 60,96	45,72	45,00	0,95
A2	60,96 - 121,92	45,72	30,48	1,26
A3	121,92 – 182,88	45,72	15,00	1,36

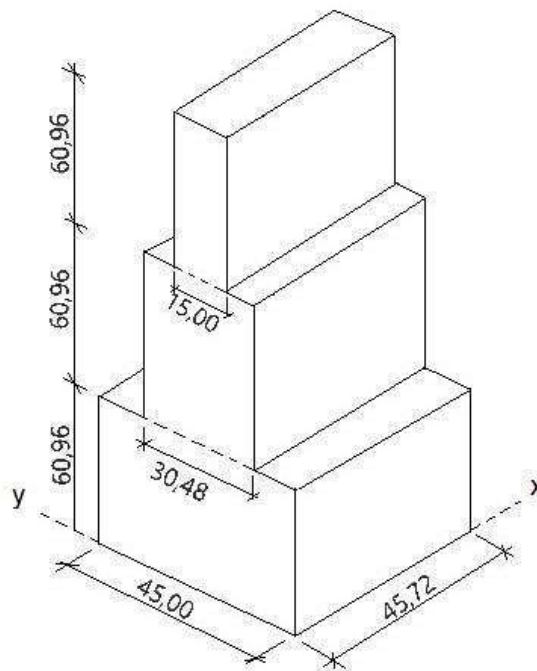


Figura 5.9 – Geometria do edifício fictício analisado – dimensões em metros

As distribuições das forças equivalentes estáticas apresentadas na Figura 5.10 mostram que há uma convergência satisfatória entre o MMD e o “método exato” no caso de uma edificação com propriedades variáveis ao longo da altura. Os valores dos esforços

resultantes na base da edificação apresentados na Tabela 5.6 mostram uma diferença de apenas 2% nos resultados. Os cálculos parciais para a obtenção dos resultados encontram-se no anexo C.

Tabela 5.6 – Esforço cortante e momento fletor resultante da parcela flutuante do vento, na base do edifício

Cat. de terreno	\hat{F} (kN)			\hat{M} (MN.m)		
	MMD	NFREQ	NFREQ/MMD	MMD	NFREQ	NFREQ/MMD
I	5493	5367	0,98	573,0	559,9	0,98
V	4835	4757	0,98	504,4	496,2	0,98

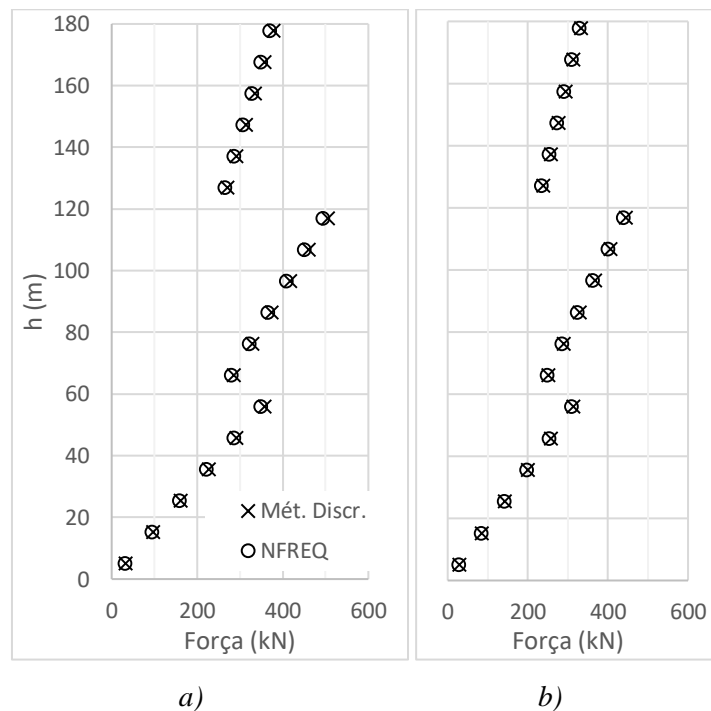


Figura 5.10 – Forças estáticas equivalentes para o edifício com propriedades variáveis ao longo da altura, calculadas segundo o MMD modificado e o programa NFREQ, para a categoria I (a) e categoria V (b)

5.5. Validade dos Ábacos para Outras Formas Modais

Os ábacos da NBR6123 para a obtenção do fator dinâmico, tanto no método do modelo discreto original quanto no método modificado por ALGABA (2016) e por este trabalho, foram desenvolvidos para uma forma modal do tipo $\phi = z/h$. Esta forma modal é uma aproximação para o primeiro modo de vibração de um edifício. O MMD permite a consideração de qualquer forma modal discretizada ao longo da altura, ainda que o fator dinâmico obtido dos ábacos tenha sido desenvolvido para uma forma modal específica.

Embora a expressão que define ξ não apresente explicitamente o parâmetro ϕ , GALINDEZ (1979) constatou, através das relações apresentadas nas eqs. (5.10) e (5.11), a dependência do fator γ^2 , e conseqüentemente do fator dinâmico, com a forma do modo a ser considerado.

$$\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n \chi_i \chi_k \beta_i \beta_k \gamma_{i,k}^2 = \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n \chi_i \chi_k \beta_i \beta_k \gamma^2 \quad (5.10)$$

$$\gamma^2 = \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n \chi_i \chi_k \beta_i \beta_k \gamma_{i,k}^2}{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n \chi_i \chi_k \beta_i \beta_k} \quad (5.11)$$

Visto isso, GALINDEZ (1979) fez alguns testes e chegou à conclusão que para formas diferentes da linear, mas que seguissem a expressão $\phi = (z/h)^\gamma$, os valores de ξ divergiam em menos de 3% para $0,5 \leq \gamma \leq 1,5$, validando o uso dos ábacos para estas formas modais, representativas do primeiro modo de vibração.

A NBR6123/1988 diz em seu texto que a retenção de um único modo para obtenção da resposta dinâmica através do MMD apresenta bons resultados. No entanto, quando a edificação em análise é muito esbelta e/ou com rigidez fortemente variável, devem ser computadas sucessivamente as contribuições de modos superiores, até que as forças equivalentes associadas ao último modo calculado sejam desprezíveis.

Com a evolução dos métodos construtivos e das ferramentas de cálculo, os edifícios têm se tornado cada vez mais esbeltos e conseqüentemente apresentam maior comportamento dinâmico, com muitos modos de vibração com frequência abaixo de 1Hz, sendo cada vez mais frequente a necessidade da consideração de mais modos de vibração além do primeiro.

Contudo, as formas modais típicas para os modos de vibração superiores de edifícios submetidos a vibração transversal apresentam inversão do sinal e não podem ser descritas por expressões do tipo $\phi = (z/h)^\gamma$. Desta forma, com o objetivo de verificar a validade do MMD para a análise dinâmica de estruturas considerando-se modos de vibração diferentes do linear, em especial aqueles com inversão de sinal, fez-se um estudo comparativo da distribuição das forças estáticas equivalentes para o 1º e 2º modo de vibração típicos de uma estrutura engastada e livre sujeita à vibração transversal.

As forças foram obtidas através do MMD, já incorporadas as modificações propostas neste trabalho através de novos ábacos, e calculadas através da solução numérica modal no domínio da frequência (NFREQ), origem da metodologia.

O estudo foi realizado para o edifício padrão CAARC, cujas dimensões e coeficientes de arrasto foram apresentados no item 5.4.1. Foram mantidas as características do vento e do terreno apresentadas neste mesmo item.

As frequências naturais de vibração para o primeiro e segundo modo, segundo cada uma das direções (flexão na direção y e flexão na direção x) são apresentadas a seguir. A razão de amortecimento ζ foi tomada igual a 1%.

$$f_{x,1^\circ} = 0,23 \text{ Hz}; f_{x,2^\circ} = 0,72 \text{ Hz} \quad (\text{flexão na direção } y \text{ exclusivamente})$$

$$f_{y,1^\circ} = 0,20 \text{ Hz}; f_{y,2^\circ} = 0,66 \text{ Hz} \quad (\text{flexão na direção } x \text{ exclusivamente})$$

Para este estudo foram adotadas, as formas modais obtidas analiticamente para o 1º e 2º modo de vibração ($n=1$ e $n=2$) de uma viga engastada e livre sujeita à vibração transversal (eq. (5.12) (RAO, 2008). A Figura 5.11 ilustra as formas modais.

$$\phi(z) = C [\sin \beta_n z - \sinh \beta_n z - \alpha(\cos \beta_n z - \cosh \beta_n z)] \quad (5.12)$$

sendo: C o coeficiente para normalização da forma modal;

$$\alpha = \left(\frac{\sin \beta_n h - \sinh \beta_n h}{\cos \beta_n h - \cosh \beta_n h} \right) \quad (5.13)$$

Para $n=1$, $\beta_n h = 1,875104$

Para $n=2$, $\beta_n h = 4,694091$

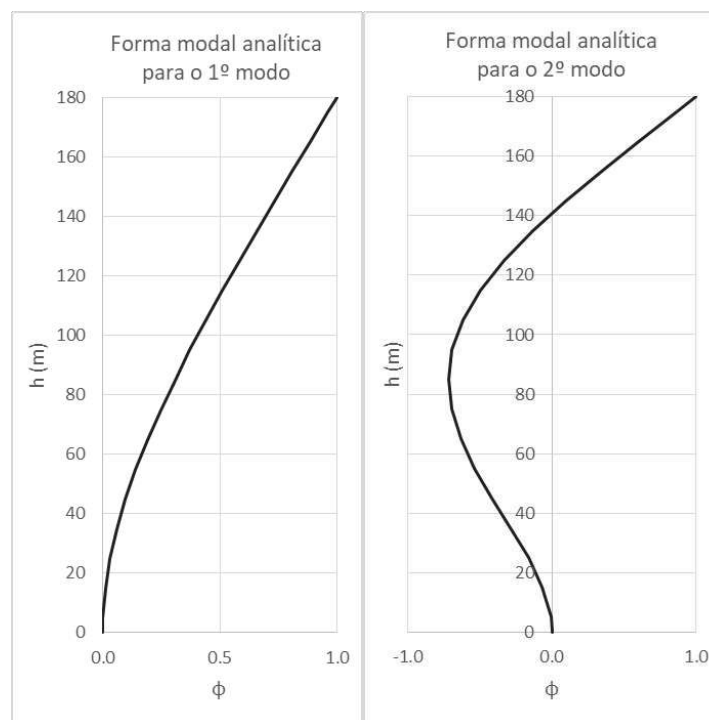


Figura 5.11 – Formas modais típica do 1º e 2º modo de vibração para uma viga engastada e livre sujeita à vibração transversal

Os procedimentos de cálculo seguem aqueles descritos no item 5.4.1. O programa NFREQ, ferramenta utilizada para a obtenção da solução numérica modal no domínio da frequência, foi modificado de forma a incorporar as novas formas modais em análise.

Os fatores dinâmicos ξ utilizados para a solução segundo MMD estão apresentados na Tabela 5.7. Os cálculos parciais realizados para a obtenção das forças dinâmicas equivalentes, segundo este método, encontram-se no anexo C.

A Figura 5.12 apresenta os gráficos com a distribuição das forças estáticas equivalentes ao longo da altura da edificação obtidas através do MMD e do programa NFREQ, para o vento atuando na direção x e categoria de terreno I. A Tabela 5.8 apresenta os valores do esforço cortante e momento fletor na base, correspondentes apenas à parcela flutuante do vento, para cada metodologia testada.

Tabela 5.7 – Fatores dinâmicos

ξ	f (Hz)	Categoria I	Categoria V
Vento na direção	0,23	1,379	4,453
x	0,72	0,857	3,410
Vento na direção	0,20	1,450	4,521
y	0,66	0,845	3,361

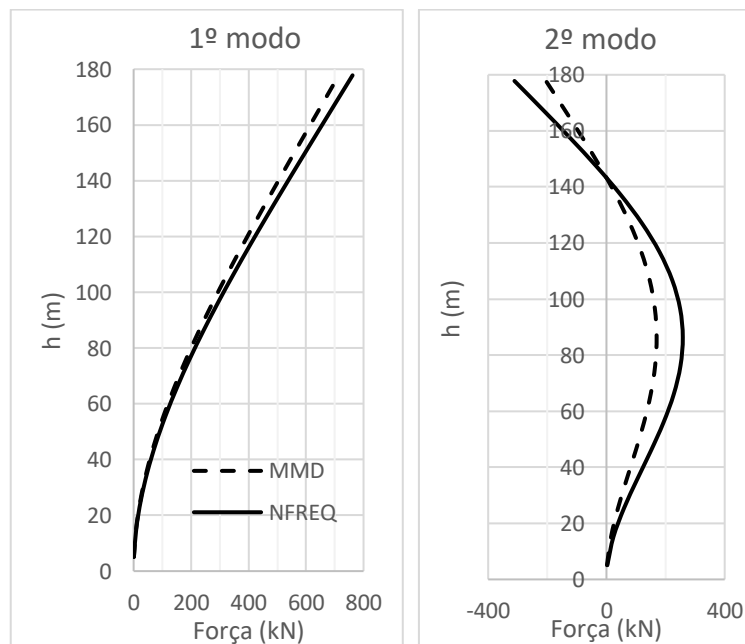


Figura 5.12 – Forças estáticas equivalentes para o edifício CAARC, vento na direção x , categoria de terreno I, calculadas segundo o MMD modificado e o programa NFREQ, utilizando as formas modais para o 1º e 2º modo de acordo com a eq. (5.12)

Tabela 5.8 – Esforço cortante e momento fletor resultante da parcela flutuante do vento, na base do edifício CAARC

	Forma modal	Cat. de terreno	\hat{F} (kN)			\hat{M} (MN.m)		
			MMD	NFREQ	NFREQ /MMD	MMD	NFREQ	NFREQ /MMD
Vento na dir. x	1° modo	I	5229	5579	1,07	694,3	740,8	1,07
		V	4835	5166	1,07	641,9	685,9	1,07
	2° modo	I	923,5	1405	1,52	35,80	54,46	1,52
		V	850,8	1273	1,50	32,98	49,37	1,50
Vento na dir. y	1° modo	I	9491	9873	1,04	1260	1311	1,04
		V	8474	8983	1,06	1125	1193	1,06
	2° modo	I	1572	2338	1,49	60,94	90,62	1,49
		V	1448	2127	1,47	56,13	82,45	1,47

Ao olharmos para os gráficos da Figura 5.12, que mostram a distribuição das forças flutuantes ao longo da altura, percebemos que quando a forma modal é aquela típica do 1° modo de vibração de uma viga engastada e livre submetida a vibração transversal, as forças equivalentes obtidas segundo as duas metodologias são próximas, se afastando um pouco para pontos mais altos da estrutura. Para esta forma modal, os esforços resultantes na base obtidos segundo o MMD divergem em menos de 7% daqueles obtidos segundo a solução NFREQ.

Desta forma, assim como observado por GALINDEZ (1979), os ábacos desenvolvidos com a forma modal do tipo $\phi = z/h$ são considerados válidos para a obtenção do fator dinâmico para estruturas que apresentem modos de vibração próximos a esta forma modal, como por exemplo, aquele descrito pela eq. (5.12), uma vez que o MMD apresenta uma solução aproximada para o comportamento dinâmico das estruturas submetidas à esforços devido ao vento.

Entretanto, a convergência dos resultados observada no caso discutido acima não é repetida quando tratamos do 2° modo flexão. Os valores obtidos através do programa NFREQ são maiores que aqueles calculados segundo o MMD, já com as mudanças incorporadas. Os esforços cortante e momentos fletor na base apresentados na Tabela 5.8 confirmam o comportamento observado nos gráficos. A razão entre os valores obtidos pela solução NFREQ e o MMD está em torno de 1,50.

Com isso, percebemos que as simplificações introduzidas na solução numérica no domínio da frequência pelo MMD têm grande impacto nos esforços finais calculados para modos de vibração com formas modais com inversão de sinal. Visando compreender melhor o efeito da simplificação decorrente da adoção do espectro cruzado da turbulência médio nos

casos em que a forma modal apresenta inversão do sinal, estendeu-se o estudo do cálculo do coeficiente corretor, apresentado no item 5.2.1, para a forma modal típica do 2º modo de flexão.

5.5.1. Coeficiente corretor para a forma modal típica do segundo modo

Assim como no estudo apresentado no tem 5.2.1, o coeficiente corretor a ser aplicado no cálculo do fator dinâmico, de forma que os resultados obtidos segundo o MMD sejam próximos daqueles calculados segundo solução numérica modal no domínio da frequência, foi calculado como a razão entre a variância do deslocamento modal segundo cada uma das metodologias (eq. (5.5))

Foram testados os mesmos 12 (doze) prédios cujas dimensões frontais compõem a Tabela 5.1, adotando-se as razões de amortecimento $\zeta = 1\%$ e 2% (apenas para prédios com altura de 200m), para as categorias de terreno I e V segundo a NBR6123 e velocidade básica de 40 m/s. Desta vez, a forma modal adotada foi aquela típica do segundo modo vibração de vigas engastadas e livres sujeitas à vibração transversal, conforme a eq. (5.2), com $n=2$.

A Figura 5.13 e a Figura 5.14 apresentam os gráficos com os valores do C_{corr} calculados para os prédios com altura de 25m (1, 2 e 3) e 200m (10, 11 e 12), respectivamente, para $\zeta=1\%$, em função da relação $\frac{V_p}{f.L}$. Os resultados para os demais prédios testados encontram-se no anexo A.

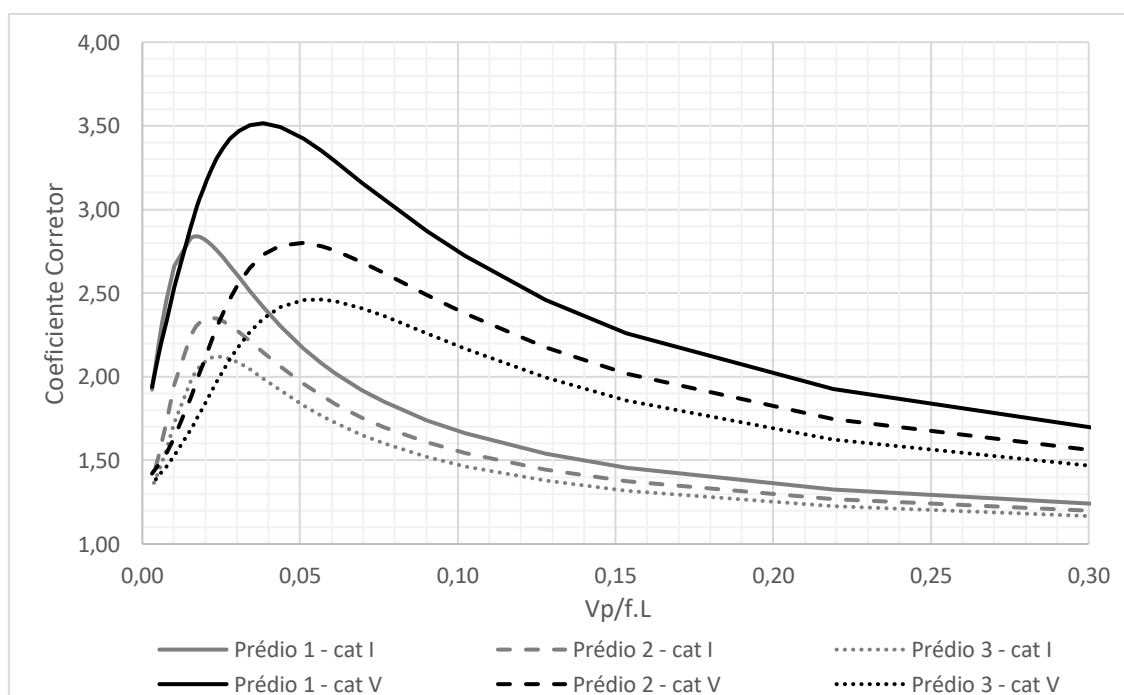


Figura 5.13– Gráfico com o coeficiente corretor variando conforme a relação $V_p/f.L$ para os prédios com 25m de altura, categorias de terreno I e V, 2º modo de vibração e $\zeta=1\%$

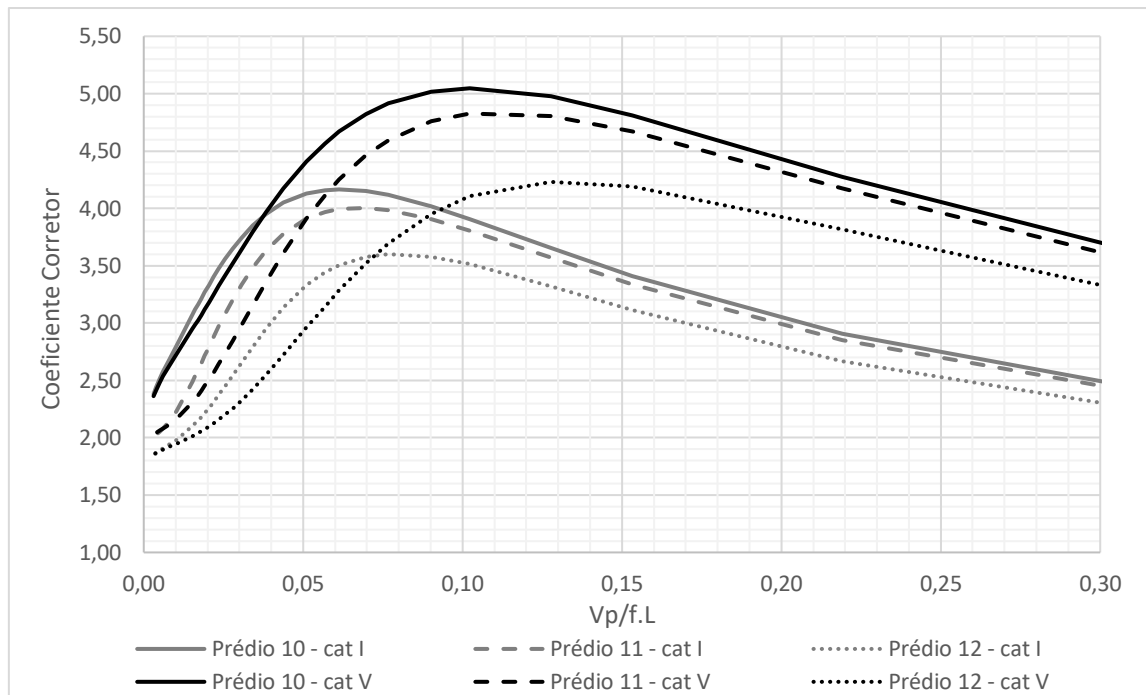


Figura 5.14 – Gráfico com o coeficiente corretor variando conforme a relação $V_p/f.L$ para os prédios com 200m de altura, categorias de terreno I e V, 2º modo de vibração e $\zeta = 1\%$

Observamos que os coeficientes corretores para a situação com forma modal do 2º modo de vibração são muito superiores àqueles obtidos para a forma modal linear, chegando a alcançar o valor máximo próximo a 5 para os prédios com 200m de altura e a 3,5 para os prédios com 25m de altura. Este comportamento vai ao encontro da divergência observada entre a distribuição das forças equivalentes estáticas calculadas através do programa NFREQ e através do MMD já ajustado.

Observamos também que, assim como para os casos em que a forma modal é do tipo $\phi = z/h$, o C_{corr} é fortemente influenciado pela frequência natural de vibração. Este também varia conforme a categoria de terreno, apresentando valores mais elevados para a categoria V, e conforme a altura, o C_{corr} aumenta à medida que a altura da edificação cresce. A largura da edificação influencia de forma mais efetiva nestes casos. Quanto menor a largura, maior o C_{corr} obtido.

5.5.2. Ajustes nos ábacos para a resposta do 2º modo de vibração

Os resultados do item anterior nos levam a concluir que os ábacos desenvolvidos com base na forma modal $\phi = z/h$ não são adequados para a obtenção da resposta dinâmica de edifícios quando a contribuição dos modos superiores é significativa, uma vez que as formas modais típicas destes modos apresentam inversão do sinal.

Visto isso, se propõe que a NBR6123, no seu item 9, incorpore ajustes nos valores de ξ obtidos dos ábacos desenvolvidos para a forma modal do tipo $\phi = z/h$, que possibilitem que estes sejam aplicáveis quando for necessária a consideração do 2º modo de flexão, cuja forma modal é próxima da descrita na eq. (5.5), com $n=2$. A proposta é que sejam mantidos apenas os ábacos adequados para o 1º modo de flexão e os valores de ξ deles obtidos sejam corrigidos através do coeficiente corretor C_2 retirado do gráfico da Figura 5.15, cujos valores encontram-se na Tabela B. 11 do anexo B.

As curvas que compõem o gráfico foram geradas através da raiz da razão entre os coeficientes corretores obtidos para a forma modal do tipo $\phi = z/h$ ($C_{corr,1^\circ}$) e para o 2º modo ($C_{corr,2^\circ}$), conforme a eq. (5.14), uma vez que os ábacos já incorporam os fatores corretores para a forma modal do 1º modo de flexão.

$$C_2 = \sqrt{C_{corr,2^\circ}/C_{corr,1^\circ}} \quad (5.14)$$

De forma conservadora, adotou-se as correções próprias para a categoria V de terreno como válidas para demais categorias e ainda, considerou-se a largura de 1m como representativa das demais, bem como a razão de amortecimento de 1%. O gráfico foi gerado para as alturas de prédio de 25m, 50m, 100m e 200m.

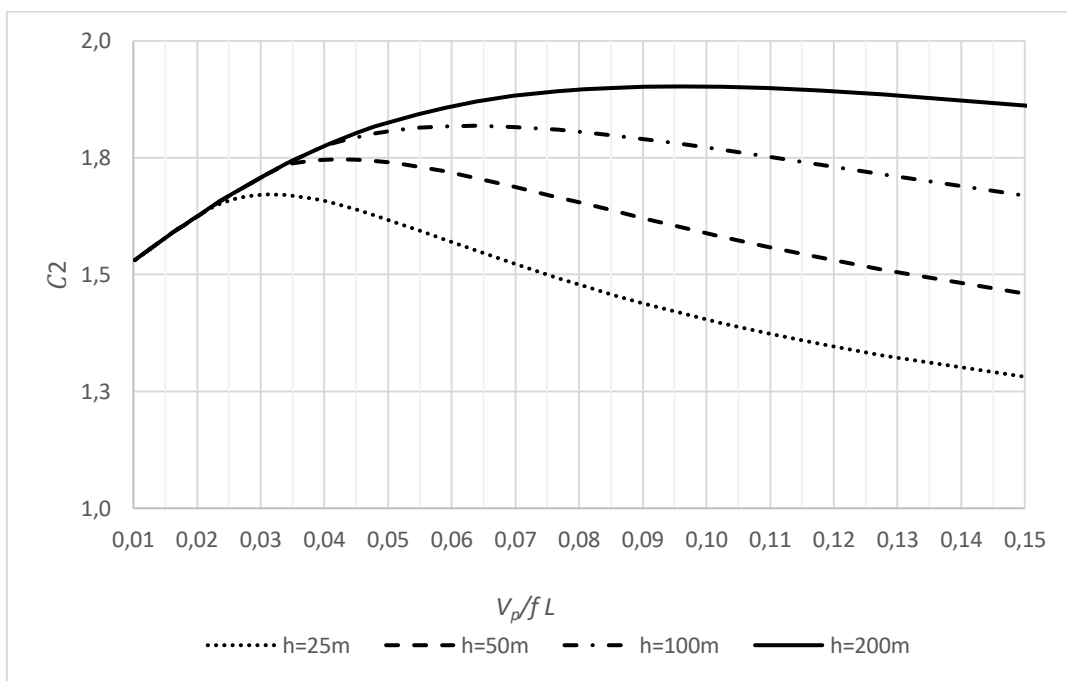


Figura 5.15 – Coeficiente corretor a ser aplicado no fator dinâmico para a consideração do 2º modo de vibração

A comparação entre a distribuição das forças equivalentes estáticas, bem como os esforços na base, obtidos segundo a solução numérica modal no domínio da frequência e segundo o MMD, foi refeita para o caso em que a forma modal é a típica do 2º modo de vibração. Desta vez, os valores dos fatores dinâmicos obtidos dos ábacos foram corrigidos pelos coeficientes corretores para o 2º modo, C_2 . A Tabela 5.9 apresenta os novos fatores dinâmicos a serem utilizados e a Tabela 5.10 os novos esforços na base. A Figura 5.16 apresenta a distribuição das forças estáticas equivalentes para o caso do vento atuando na direção x . Os cálculos parciais encontram-se no anexo C.

Tabela 5.9 - Coeficientes de amplificação dinâmica corrigidos para a forma modal do 2º modo

ξ	f (Hz)	Categoria I	Categoria V
Vento na direção x	0,72	$0,857 \times 1,635 = 1,402$	$3,410 \times 1,635 = 5,577$
Vento na direção y	0,66	$0,845 \times 1,653 = 1,397$	$3,362 \times 1,653 = 5,557$

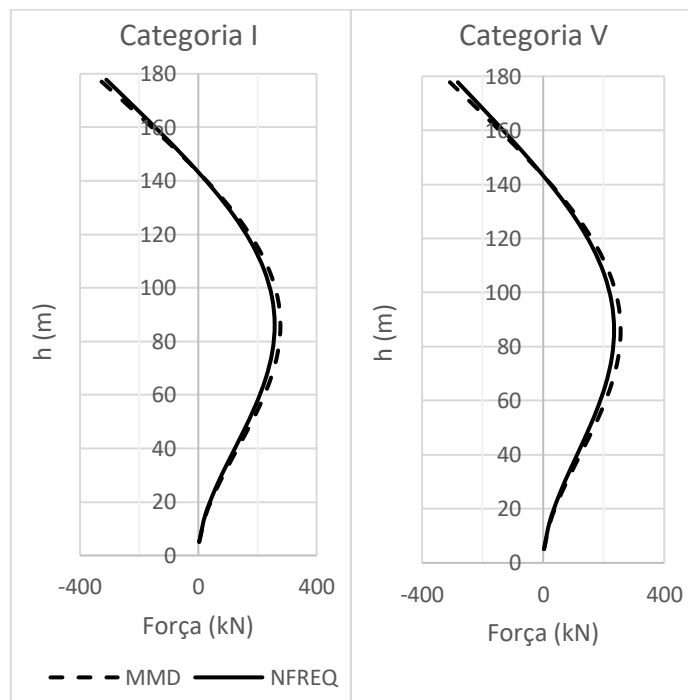


Figura 5.16 – Distribuição das forças estáticas equivalentes para o caso em que a forma modal é a típica do 2º modo de vibração

Tabela 5.10 – Esforço cortante e momento fletor resultante da parcela flutuante do vento, na base do edifício CAARC, para a forma modal do 2º modo

	Cat, de terreno	\hat{F} (kN)			\hat{M} (MN,m)		
		MMD	NFREQ	NFREQ /MMD	MMD	NFREQ	NFREQ /MMD
Vento Na dir. x	I	1510	1404	0,93	58,55	54,46	0,93
	V	1391	1273	0,92	53,95	49,37	0,92
Vento Na dir. y	I	2599	2338	0,90	100,8	90,62	0,90
	V	2394	2127	0,89	92,80	82,45	0,89

Para os casos testados, a razão entre os resultados calculados conforme as metodologias NFREQ e MMD está em torno de 0,90, mostrando que as respostas obtidas com o MMD são ligeiramente superiores às obtidas com o NFREQ, o que é esperado, uma vez que os fatores corretores C_2 foram calculados de forma conservadora. Desta forma, podemos verificar que os ajustes propostos ao MMD cumprem satisfatoriamente o objetivo de aproximar a resposta para modos de vibração com uma inversão do sinal, especificamente o 2º modo de flexão, da solução numérica modal no domínio da frequência, metodologia que deu origem ao método da norma brasileira.

No anexo D é apresentada uma proposta para o texto do item 9 da NBR6123 - Efeitos dinâmicos devidos à turbulência atmosférica. As mudanças têm como objetivo adequar o texto da referida norma às alterações no método do modelo discreto propostas neste trabalho.

6. COMPARAÇÕES ENTRE OS MÉTODOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS PARA ANÁLISE ESTÁTICA E DINÂMICA

6.1. Aspectos Gerais

As normas de projeto versadas sobre a ação de forças devidas ao vento em edificações, como já visto, apresentam procedimentos para a análise de estruturas flexíveis, ou seja, aquelas que apresentam comportamento dinâmico frente à ação do vento, e para análise de estruturas rígidas, em que a resposta é quase-estática.

Neste contexto, vimos que o Eurocódigo, bem como a norma Canadense, segue uma única metodologia em ambos os casos, baseada no método de Davenport. Para os casos em que a análise estática é recomendada, apenas a parcela quase-estática (*background*) do espectro de resposta é computada. Nos casos em que a análise dinâmica é necessária, a parcela ressonante é significativa e se soma à parcela quase-estática. Este procedimento gera uma compatibilidade entre as duas abordagens no limite da definição do comportamento da estrutura.

Quando analisamos a NBR6123/1988, vimos que os procedimentos para a análise estática e dinâmica seguem linhas distintas. O primeiro é baseado em uma “rajada estática equivalente”, que associa o tamanho dos turbilhões às dimensões da edificação e assim ao tempo de rajada. O segundo tem como base o método de Davenport, no qual se estabelece um fator de pico responsável por amplificar a resposta média. Com isso, concluímos que estes procedimentos normativos não tem o compromisso de serem compatíveis nos casos em que a estrutura analisada está na fronteira entre os comportamentos rígido e flexível.

Desta forma, se julgou necessário analisar a convergência dos resultados das análises dinâmica e estática dos procedimentos normativos brasileiro e europeu, de forma a confirmar este comportamento. Foram ainda comparadas as respostas estáticas segundo a norma canadense, que assim como o Eurocódigo, se baseia no método do fator de rajada.

6.2. Estudo Comparativo entre os Procedimentos Normativos

Neste item são calculadas as respostas de duas edificações, em termos de esforço cortante e momento fletor na base, submetidas à ação do vento turbulento, considerando-se as hipóteses de estruturas flexíveis e estruturas rígidas. Serão comparados os resultados obtidos segundo os procedimentos do Eurocódigo, tanto para a análise estática quanto

dinâmica, da NBCC (2010), apenas para análise estática, segundo a solução numérica modal no domínio da frequência, base do MMD da NBR6123/1988, e segundo o procedimento exposto na norma brasileira para análise de estruturas de comportamento quase-estático.

6.2.1. Características dos edifícios analisados

Para este estudo, foram selecionados dois edifícios. O primeiro é o edifício padrão CAARC, cujas propriedades geométricas foram apresentadas no item 5.4.1 deste trabalho. O outro é um edifício cujo modelo reduzido foi ensaiado no túnel de vento do Laboratório de Aerodinâmica das Construções da UFRGS. Este edifício é denominado E16 e suas características geométricas foram fornecidas por ROCHA e LOREDO-SOUZA (2016). A Figura 6.1 apresenta uma visão geral do prédio E16 e a Tabela 6.1 resume as propriedades das duas edificações. As dimensões de referência dos edifícios correspondem às medidas do retângulo circunscrito à seção transversal dos protótipos. Observa-se que o edifício E16 possui saliências nas fachadas, como por exemplo sacadas.

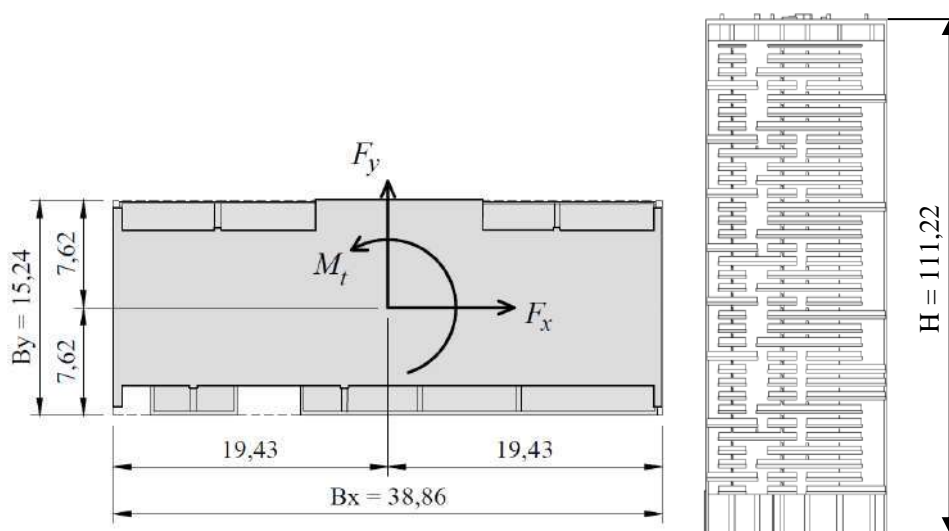


Figura 6.1 – Visão geral do edifício E16 (adaptado de LOREDO-SOUZA et al., 20--, apud CARINI, 2017). Dimensões em metros

Tabela 6.1 – Propriedades geométricas dos edifícios CAARC e E16

Edifício	Bx (m)	By (m)	H (m)	ρ_{est} (kg/m ³)
CAARC	38,86	15,24	111,22	160
E16	45,72	30,48	182,88	160

Os valores de coeficientes de arrasto, ou de pressão externa, apresentados na Tabela 6.2, foram determinados a partir da NBR 6123/1988, para ventos de baixa turbulência (figura 4), seguindo o procedimento do Eurocódigo 1-4/2005 e de acordo com a figura I-15, do *User's Guide – Structural Commentaries* da NBCC.

Verifica-se que os coeficientes de arrasto calculados segundo a norma europeia, na direção x , são coeficientes de pressão externa, enquanto na direção y , são coeficientes de força. Isso se dá em função da relação h/d . Os coeficientes de força na direção y apresentam uma boa correlação com aqueles obtidos da norma brasileira.

Tabela 6.2 – Coeficientes de arrasto ou pressão externa, segundo a NBR6123/1988, Eurocódigo e a NBCC

Edifício	Vento na dir. x			Vento na dir. y		
	NBR6123	Eurocódigo	NBCC	NBR6123	Eurocódigo	NBCC
CAARC	$c_{a,x}$ = 1,26	$c_{pe,x}$ = 1,45 x 0,96 = 1,40	$c_{pe,x}$ = 0,8 + 0,5 = 1,3	$c_{a,y}$ = 1,45	$c_{f,y}$ = $c_{f,0} \Psi_r \Psi_\lambda$ = 2,37 x 1 x 0,66 = 1,56	$c_{pe,y}$ = 0,8 + 0,5 = 1,3
E16	$c_{a,x}$ = 0,99	$c_{pe,x}$ = 1,39 x 0,92 = 1,28	$c_{pe,x}$ = 0,8 + 0,5 = 1,3	$c_{a,y}$ = 1,46	$c_{f,y}$ = $c_{f,0} \Psi_r \Psi_\lambda$ = 2,20 x 1 x 0,66 = 1,44	$c_{pe,y}$ = 0,8 + 0,5 = 1,3

Nos casos em que as estruturas são consideradas flexíveis, foi adotada uma razão de amortecimento igual a $\zeta = 1\%$ e para a análise do comportamento dos resultados frente a diferentes níveis de flexibilidade das estruturas, calculou-se os esforços resultantes na base considerando-se as seguintes frequências naturais: 0,2Hz, 0,5Hz, 1Hz e 1,5Hz.

6.2.2. Características do vento e do terreno

As velocidades básicas do vento [rajada de 3s, a 10m acima do terreno, em campo aberto e plano [categoria II de terreno da NBR6123/1988)] foram definidas para cada edifício de acordo com aquelas adotadas nos ensaios em túnel de vento que serão discutidos mais à frente. As velocidades médias no intervalo de tempo de 10min, sob as mesmas condições, foram obtidas através da multiplicação da velocidade básica pelo correspondente fator de rajada da norma brasileira ($Fr = 0,69$). A Tabela 6.3 apresenta as velocidades de vento adotadas neste estudo.

Tabela 6.3 – Velocidades de vento adotadas no estudo

Edifício	Vento na dir. x (m/s)	Vento na dir. y (m/s)
CAARC	V_0	26,4
	\bar{V}	26,4 x 0,69 = 18,2
E16	V_0	30,5
	\bar{V}	30,5 x 0,69 = 21,0

Considera-se que ambos os edifícios são isolados, construídos em terrenos sem variações acentuadas no relevo. Os fatores relacionados a mudanças na topografia do terreno e vida útil da estrutura foram tomados iguais a unidade, em todos os estudos realizados.

O prédio CAARC está em um terreno classificado de acordo com a NBR6123/1988 como uma categoria intermediária entre a III e a IV. Já o prédio E16 está em um terreno de categoria V.

O terreno de exposição A do NBCC é o terreno de referência para a definição das velocidades de vento, caracterizado por um terreno aberto com poucos obstáculos, o que é compatível com a definição da categoria II da norma brasileira e europeia. O terreno de exposição B é classificado como rugoso, característico de áreas suburbanas e urbanas, centros com poucos edifícios altos e florestas. Por esta definição, a rugosidade do terreno de exposição B é compatível com aquela apresentada pelo terreno classificado como a categoria intermediária entre III e IV da NBR6123/1988. A NBCC não dispõe, para a análise estática, de uma categoria de terreno cuja rugosidade seja superior à exposição B, de forma a ser compatível com a categoria V da norma brasileira. Desta forma, os resultados obtidos para o prédio E16 não foram comparados aos obtidos através do procedimento normativo canadense.

Nos estudos envolvendo o Eurocódigo, as categorias desta norma foram compatibilizadas com as da NBR6123/1988 através dos comprimentos de rugosidade z_0 , sendo denominadas neste trabalho categorias III/IV e V.

A Tabela 6.4 apresenta os parâmetros correspondentes a cada categoria considerada no estudo comparativo. Os parâmetros p e b da NBR6123/1988 são correspondentes ao intervalo de tempo de 10min. O perfil de velocidade média horário da NBCC segue a lei potencial e os parâmetros necessários para sua definição foram obtidos do trabalho de KWON e KAREEM (2013). Os valores de z_0 adotados foram aqueles sugeridos por BLESSMANN (2013).

Tabela 6.4 – Parâmetros associados a cada categoria de terreno para $\Delta t = 10 \text{ min}$ (NBR6123 e Eurocódigo) e $\Delta t = 1 \text{ h}$ (NBCC)

Terreno segundo a NBR6123	NBR6123			NBCC		Eurocódigo	
	p	b	C_{as}	p	b	z_0 (m)	k_t
Cat. III/IV	0,208	0,785	0,0166	0,250	0,666	0,45	0,22
Cat. V	0,310	0,500	0,0527	-	-	1,75	0,24

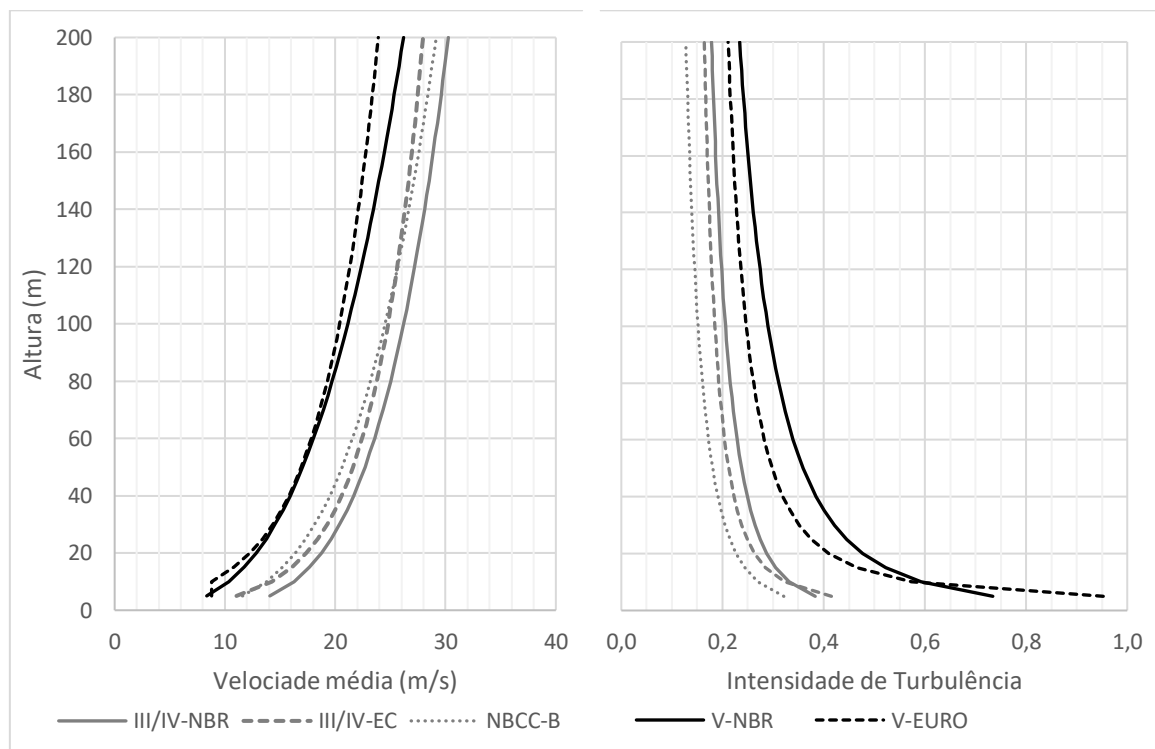
A Figura 6.2 a) apresenta o gráfico com a variação da velocidade média (em 10min para a NBR6123/1988 e Eurocódigo, em 1h para a NBCC) ao longo da altura, segundo cada uma das normas em estudo, para uma velocidade básica de 30m/s, e a Figura 6.2 b) apresenta os perfis de intensidade de turbulência.

Os perfis de intensidade de turbulência associados às categorias de terreno das normas brasileira e europeia foram gerados através da eq. (6.1) e da eq. (6.2), respectivamente, e aquele associado ao terreno com exposição do tipo B, segundo a NBCC (2010), é definido conforme a eq. (6.3) (KWON e KAREEM, 2013).

$$I_{NBR}(z) = 2,58 \sqrt{C_{as}} \left(\frac{z}{z_0}\right)^p \quad (6.1)$$

$$I_{EURO}(z) = \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (6.2)$$

$$I_{NBCC}(z) = 0,27 \left(\frac{10}{z}\right)^{0,25} \quad (6.3)$$



a)

b)

Figura 6.2 – Perfis de velocidade média em 10min (NBR6123 e Eurocódigo) e velocidade média horária (NBCC), correspondentes a uma velocidade básica de 30m/s (a) e perfis de intensidade de turbulência (b), para as categorias de terreno III/IV e V

Dos perfis de velocidade médias e intensidade de turbulência, percebemos que há uma boa compatibilidade entre as categorias de terreno consideradas nos estudos.

6.2.3. Análise dinâmica

Neste item são apresentadas as metodologias utilizadas para a obtenção das forças equivalentes nodais segundo a análise dinâmica das estruturas, bem como os resultados alcançados para os prédios em tela.

a) Solução numérica modal no domínio da frequência (NFREQ)

Para os cálculos da solução numérica no domínio da frequência, seguiu-se a metodologia apresentada no item 3.4. Assim como descrito no item 5.4.1 d), os cálculos foram realizados com auxílio do programa NFREQ.

As áreas das fachadas dos prédios perpendiculares ao vento foram discretizadas na direção vertical e horizontal, adotando-se 10 nós na largura de ambos os prédios, 62 nós na direção vertical do prédio CAARC e 37 nós na direção vertical do prédio E16.

Foi considerada apenas a incorporação do modo de vibração fundamental, com a forma modal do tipo $\phi = z/h$. Adotou-se o espectro teórico da velocidade de vento de Harris (eq.(2.13)), o co-espectro normalizado calculado de acordo com a eq. (2.18), com os coeficientes de decaimento para a correlação espacial das pressões, C_y e C_z , iguais a 10, e o fator de pico calculado fazendo-se v igual a razão dos momentos espectrais.. Os valores para a massa específica do ar e coeficientes de arrasto foram tomados de acordo com a NBR6123/1988.

As Tabelas 6.5 a 6.8 apresentam os valores do desvio padrão da resposta, a frequência efetiva da resposta, o fator de pico e os esforços na base calculados para cada frequência natural de vibração considerada.

Tabela 6.5 – Esforços na base do edifício CAARC, calculados segundo a solução NFREQ, para vento atuando na direção x

Freq. (Hz)	σ_a	v	g	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
0,20	2,57E-02	0,14	3,18	2626	2084	4710,28	320,2	223,3	543,49
0,50	3,07E-03	0,18	3,25	2005	2084	4089,29	244,5	223,3	467,78
1,00	7,24E-04	0,17	3,23	1885	2084	3968,81	229,8	223,3	453,09
1,50	3,19E-04	0,17	3,22	1863	2084	3946,65	227,1	223,3	450,39

Tabela 6.6 – Esforços na base do edifício CAARC, calculados segundo a solução NFREQ, para vento atuando na direção y

Freq. (Hz)	σ_a	v	g	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
0,20	4,08E-02	0,14	3,16	4149	3516	7665	505,8	376,7	882,5
0,50	5,03E-03	0,16	3,21	3244	3516	6760	395,5	376,7	772,3
1,00	1,20E-03	0,15	3,19	3089	3516	6605	376,7	376,7	753,4
1,50	5,32E-04	0,15	3,19	3071	3516	6587	374,4	376,7	751,1

Tabela 6.7 – Esforços na base do edifício E16, calculados segundo a solução NFREQ, para vento atuando na direção x

Freq. (Hz)	σ_a	v	g	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
0,20	2,73E-02	0,15	3,18	724,7	312,5	1037	53,72	21,48	75,21
0,50	3,25E-03	0,20	3,29	555,9	312,5	868,4	41,21	21,48	62,69
1,00	7,56E-04	0,21	3,29	517,6	312,5	830,1	38,37	21,48	59,85
1,50	3,32E-04	0,20	3,28	510,0	312,5	822,5	37,81	21,48	59,29

Tabela 6.8 – Esforços na base do edifício E16, calculados segundo a solução NFREQ, para vento atuando na direção y

Freq. (Hz)	σ_a	v	g	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
0,20	9,11E-02	0,13	3,15	2392	1162	3555	177,4	79,89	257,3
0,50	1,14E-02	0,16	3,20	1897	1162	3059	140,6	79,89	220,5
1,00	2,73E-03	0,15	3,19	1813	1162	2975	134,4	79,89	214,3
1,50	1,21E-03	0,15	3,20	1807	1162	2969	133,9	79,89	213,8

b) Eurocódigo 1-4/2005

Os cálculos realizados para a obtenção dos esforços de pico segundo o Eurocódigo seguem o procedimento detalhado no item 3.5.1. A altura de referência z_s para a determinação do coeficiente estrutural é tomada como 60% da altura de cada prédio, ou seja: para o edifício CAARC, $z_s = 109,7m$ e para o edifício E16, $z_s = 66,73m$.

Os coeficientes de dimensão, dinâmico e estrutural, calculados de acordo com o procedimento 1 do Eurocódigo 1-4/2005, para cada prédio, de acordo com a frequência natural, bem como os cálculos intermediários, são apresentados no anexo E. As Tabelas 6.9 a 6.12 apresentam os resultados dos esforços na base.

Tabela 6.9 – Esforços na base do edifício CAARC, calculados segundo o procedimento 1 do Eurocódigo 1-4/2005, para vento atuando na direção x

Freq. (Hz)	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
0,20	2542	2186	4728	247,3	226,2	473,5
0,50	2100	2186	4286	203,1	226,2	429,3
1,00	2100	2186	4286	203,1	226,2	429,3
1,50	2100	2186	4286	203,1	226,2	429,3

Tabela 6.10 – Esforços na base do edifício CAARC, calculados segundo o procedimento 1 do Eurocódigo 1-4/2005, para vento atuando na direção y

Freq. (Hz)	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
0,20	3960	3708	7668	380,8	377,2	758,0
0,50	3469	3708	7177	332,2	377,2	709,4
1,00	3469	3708	7177	332,2	377,2	709,4
1,50	3469	3708	7177	332,2	377,2	709,4

Tabela 6.11 – Esforços na base do edifício E16, calculados segundo o procedimento 1 do Eurocódigo 1-4/2005, para vento atuando na direção x

Freq. (Hz)	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
0,20	892,5	415,9	1308	55,18	27,84	83,02
0,50	647,3	415,9	1063	39,63	27,84	67,46
1,00	618,8	415,9	1035	37,81	27,84	65,65
1,50	618,8	415,9	1035	37,81	27,84	65,65

Tabela 6.12 – Esforços na base do edifício E16, calculados segundo o procedimento 1 do Eurocódigo 1-4/2005, para vento atuando na direção y

Freq. (Hz)	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
0,20	2306	1322	3628	136,8	83,59	220,4
0,50	1821	1322	3143	107,3	83,59	190,9
1,00	1821	1322	3143	107,3	83,59	190,9
1,50	1821	1322	3143	107,3	83,59	190,9

6.2.4. Análise estática

Os cálculos apresentados neste item são válidos no caso em que as estruturas não apresentam comportamento dinâmico devido a turbulência do vento.

a) **NBR6123/1988**

Para estruturas cuja maior dimensão excede $80m$, o parâmetro S_2 deve ser calculado de acordo com a eq. (4.21), para um intervalo de tempo t obtido por meio de processo iterativo, conforme o Anexo A da NBR 6123/1988. Os valores de t e S_2 adotados para cada prédio encontram-se na Tabela 6.13.

As forças estáticas equivalentes a serem aplicadas ao longo da altura das edificações foram calculadas seguindo as eqs. (4.19), (4.18) e (4.17), com a velocidade característica do vento V_k calculada a cada altura z considerada na discretização da estrutura. A Tabela 6.14 apresenta os resultados alcançados.

Tabela 6.13 – Tempos de rajada, parâmetros b , p , Fr e S_2 no topo

Edifício	CAARC	E16
t (s)	47,48	28,37
b	0,798	0,673
p	0,171	0,203
Fr	0,836	0,875
S_2 no topo	1,097	0,960

Tabela 6.14 – Esforços na base calculados segundo o procedimento estático da NBR6123/1988

Edifício	F_x (kN)	M_y (MN.m)	F_y (kN)	M_x (MN.m)
CAARC	2720	287,8	4588,5	485,4
E16	636,3	41,99	2365,6	156,1

b) **Eurocódigo 1-4/2005**

Os cálculos realizados para a obtenção dos esforços de pico segundo o Eurocódigo seguem os procedimentos detalhados nos itens 3.5.1 e 4.4. O cálculo estático com o Eurocódigo 1-4/2005 é feito adotando-se $c_d = 1$ na eq.(3.39) ou eq.(3.42). Os valores de c_s considerados são aqueles apresentados no anexo E. A Tabela 6.15 apresenta os esforços na base calculados.

Tabela 6.15 – Esforços na base calculados segundo o procedimento estático I do Eurocódigo 1-4/2005

Edifício	F_x (kN)	M_y (MN.m)	F_y (kN)	M_x (MN.m)
CAARC	4286	429,3	7177	709,4
E16	1035	65,65	3143	190,9

c) **NBCC/2010**

Os cálculos segundo a NBCC/2010 seguem os procedimentos descritos no item 4.5. Uma vez que estamos considerando o comportamento estático das estruturas, o fator de rajada C_g é tomado igual a 2.

A Tabela 6.16 apresenta os resultados alcançados em termos de esforços de pico na base do edifício CAARC, segundo a análise estática da norma canadense NBCC/2010.

Tabela 6.16 – Esforços cortantes e momentos fletores de pico calculados na base do edifício CAARC, segundo a análise estática do NBCC/2010, para um terreno com exposição B

F_x (kN)	M_y (MN.m)	F_y (kN)	M_x (MN.m)
3455	339,1	5065	497,1

6.2.5. Resultados Comparativos

Os gráficos a seguir ilustram os resultados comparativos entre os valores dos esforços cortantes e momentos fletor de pico (soma das parcelas média e flutuante), calculados na base das edificações em análise, considerando as frequências naturais variando de 0,2Hz a 1,5Hz. Foram comparados ao procedimento para análise estática segundo a NBR6123/1988, a solução numérica modal no domínio da frequência (NFREQ) e os procedimentos para as análises estática e dinâmica do Eurocódigo 1-4/2005. Para o edifício CAARC, também foram analisados os resultados obtidos segundo o procedimento estático do NBCC/2010.

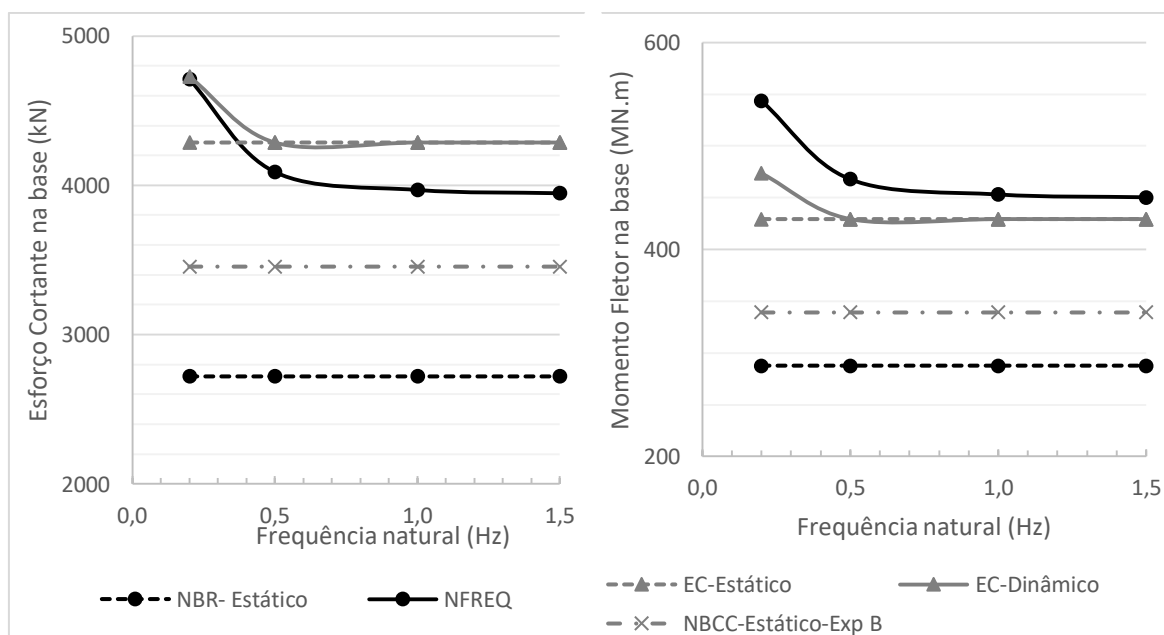


Figura 6.3 – Comparativo entre os esforços cortantes e momentos fletores na base do edifício CAARC, para vento atuando na direção x, categoria III/IV

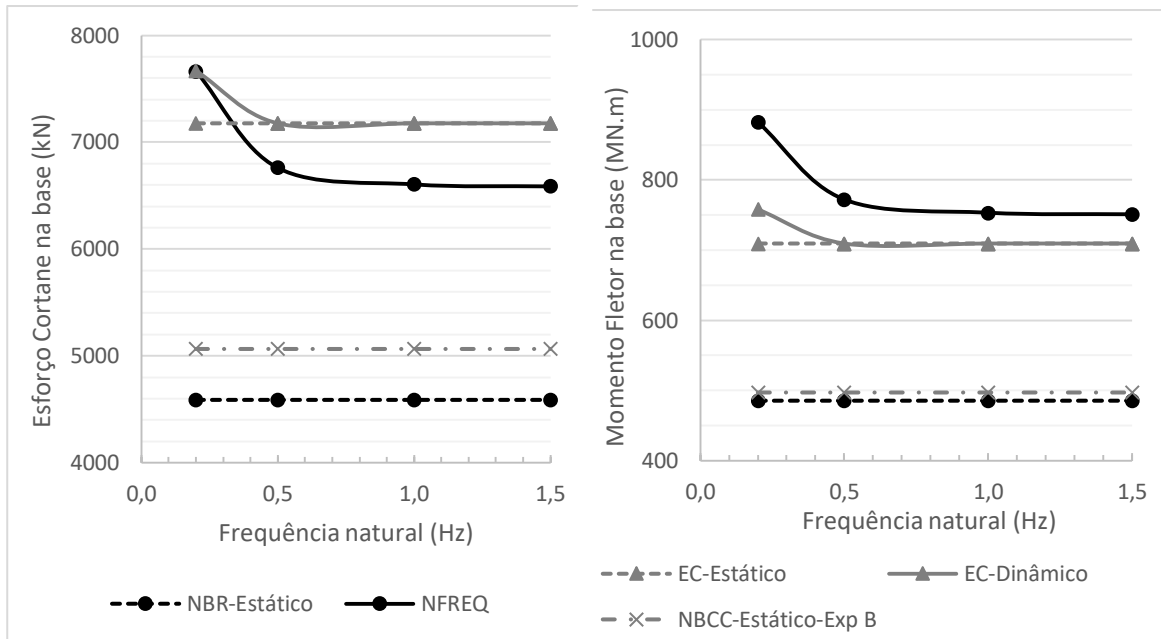


Figura 6.4 – Comparativo entre os esforços cortantes e momentos fletores na base do edifício CAARC, para vento atuando na direção y, categoria III/IV

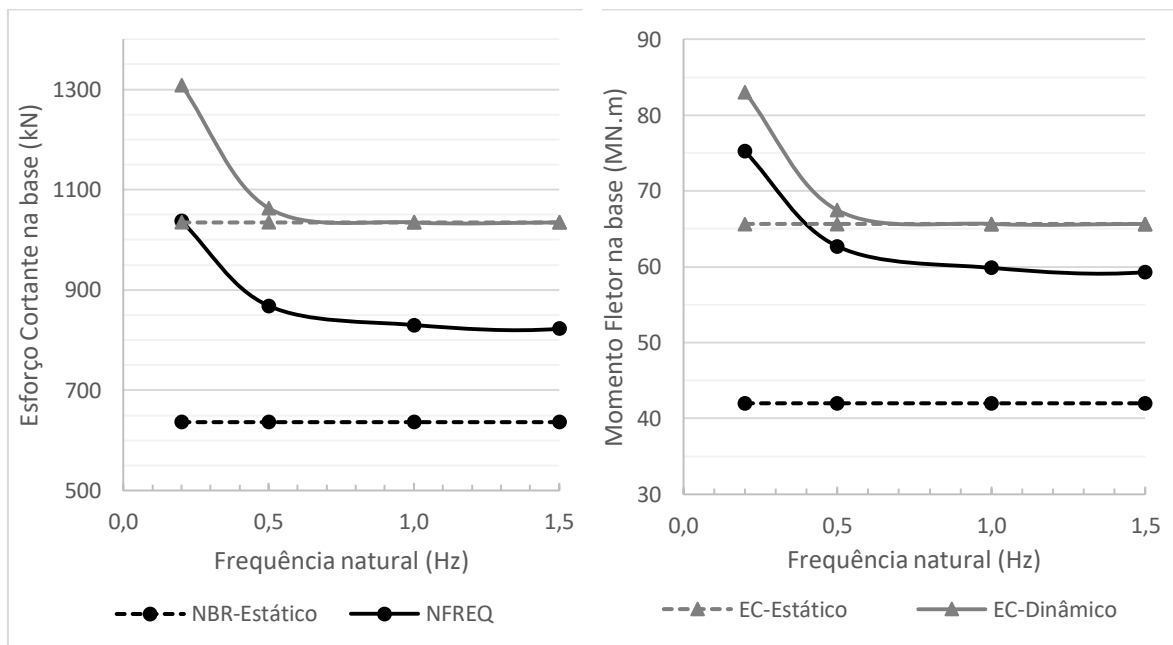


Figura 6.5 – Comparativo entre os esforços cortantes e momentos fletores na base do edifício E16, para vento atuando na direção x, categoria V

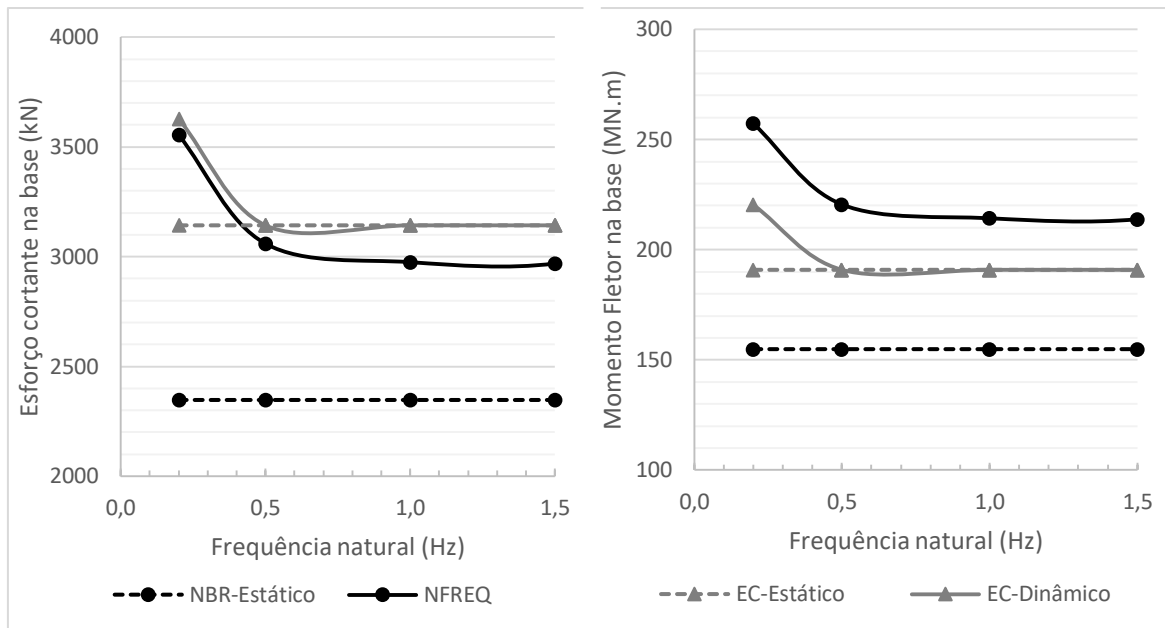


Figura 6.6 – Comparativo entre os esforços cortantes e momentos fletores na base do edifício E16, para vento atuando na direção y, categoria V

Analisando os resultados obtidos observamos que:

- Quando da análise da resposta estática e dinâmica, ambas realizadas seguindo o preconizado na normalização europeia, há uma perfeita compatibilidade entre os resultados alcançados para estruturas com frequências mais elevadas, nas quais a parcela ressonante da resposta é desprezível. Esta compatibilidade é esperada, uma vez que as duas análises partem da mesma metodologia;
- A convergência dos resultados segundo o Eurocódigo se dá a partir de frequências próximas a 0,5Hz, indicando que para os prédios e situações analisadas, o comportamento dinâmico é muito pequeno para frequências acima de 0,5Hz;
- Quando comparamos os resultados da análise estática segundo a NBR6123/1988 e a solução NFREQ, que reflete o resultado do MMD modificado pelos ábacos propostos para adoção na NBR6123, estes não apresentam convergência para frequências elevadas. As duas análises partem de metodologias distintas, não tendo havido a preocupação de compatibilizar as respostas;
- Da análise dinâmica, segundo a solução NFREQ e o Eurocódigo, há boa convergência dos valores calculados para o esforço cortante na base, especialmente quando considerada uma frequência natural de 0,2Hz. A exceção é observada nos resultados alcançados para o prédio E16, quando consideramos o vento atuando na direção x. A razão entre os valores obtidos através do programa NFREQ e do procedimento 1 do Eurocódigo, neste caso, é de 0,81. Tal fato pode ser justificado pela diferença significativa entre os coeficientes de

arrasto considerados, cuja razão é de 0,77. Para frequências acima de 0,5 Hz, os esforços cortantes obtidos da solução NFREQ são em geral ligeiramente inferiores aos obtidos através do procedimento 1 do Eurocódigo. Esse comportamento tem como justificativa o fato da solução NFREQ ser uma solução modal, em que a parcela quase-estática da resposta está distribuída nos modos de vibração e nos casos em estudo é computada a contribuição de apenas um modo, enquanto que na solução adotada pela norma europeia, a parcela quase-estática da resposta é obtida de forma completa;

- Em geral, os resultados para os momentos fletores na base segundo a solução NFREQ, ao contrário do observado para os esforços cortantes, são superiores àqueles obtidos através da análise dinâmica Eurocódigo. Isso se justifica por diferenças na forma de distribuição das forças equivalentes ao longo da altura. Ainda assim, as respostas segundo as duas metodologias são próximas;
- Os resultados obtidos segundo a análise estática da NBR6123/1988 são bastante inferiores aos resultados da análise estática do Eurocódigo, bem como aqueles obtidos da solução numérica modal no domínio da frequência, nos casos de frequências elevadas;
- Comparando as respostas obtidas da análise estática da NBR6123/1988 e aquelas do NBCC (2010) para o edifício CAARC, vemos que a norma canadense fornece valores superiores à norma brasileira para a situação do vento atuando na direção x . Na situação do vento atuando na direção y , observa-se que os resultados segundo a NBCC/2010 são compatíveis com os da NBR6123/1988. No entanto, vale acrescentar que quando analisamos os valores dos coeficientes de arrasto e pressão externa obtidos através das duas normas, constatamos que para a direção x , os valores são bastante próximos, no entanto, para a direção y , o coeficiente de arrasto da NBR6123/1988 é moderadamente superior ao coeficiente de pressão externa da NBCC/2010.

6.3. Análise Através de Dados Coletados em Túnel de Vento

Tendo em vista a incompatibilidade dos resultados alcançados segundo a análise estática da NBR6123/1988 com aqueles calculados através das demais metodologias testadas, se julgou necessário um estudo mais aprofundado do comportamento quase-estático das estruturas sob a ação do vento turbulento. Para isso, é feito um estudo comparativo entre os resultados normativos e aqueles obtidos experimentalmente, em ensaios realizados em modelos reduzidos em túnel de vento. Os resultados experimentais foram fornecidos pelo Laboratório de Aerodinâmica das Construções da Universidade Federal do Rio Grande do

Sul (LAC/UFRGS) e compõem uma base de dados de ensaios realizados utilizam a técnica HFPI (*High-Frequency Pressure Integration*) (ROCHA e LOREDO-SOUZA, 2016).

A seguir é apresentada uma breve descrição da técnica HFPI e dos parâmetros utilizados nos ensaios que deram origem aos dados fornecidos. Em seguida, é descrita a metodologia utilizada para a obtenção dos esforços de pico na base das edificações, de acordo com a análise estática e a análise dinâmica, visando avaliar a convergência dos resultados nos casos em que são adotadas frequências de vibração elevadas. São apresentados os resultados alcançados e um comparativo com aqueles obtidos de acordo os procedimentos normativos da NBR6123/1988, Eurocódigo 1-4/2005 e NBCC/2010, considerando um comportamento rígido das estruturas, bem como aqueles obtidos da solução NFREQ, considerando uma frequência natural de 1Hz. São comparadas ainda as respostas obtidas através da metodologia da “rajada estática equivalente”, adotando-se tempos de rajada distintos daqueles preconizados pela atual norma brasileira.

6.3.1. Ensaios em Túnel de Vento - Técnica HFPI

Os túneis de vento permitem a simulação das principais características de vento natural na camada limite atmosférica, e aliado ao projeto e execução de modelos reduzidos obedecendo a determinadas condições de semelhança, propicia a correta determinação das pressões atuantes sobre as fachadas e estruturas das edificações. (LOREDO-SOUZA, 2007, *apud* SARTORI, 2010). Através do histórico das pressões atuantes nas edificações é possível estabelecer de forma satisfatória as forças e momentos fletores que solicitam às edificações sob determinadas condições de vento, sendo possível assim, comparar esses resultados àqueles obtidos através dos procedimentos normativos e métodos teóricos.

O método experimental de integração de pressões em alta frequência (HFPI – *High Frequency Pressure Integration*) consiste na medição simultânea de pressões dinâmicas no edifício. As pressões são medidas através de transdutores de pressão, posicionados em centenas de pontos distribuídos pela superfície do modelo reduzido, e registradas através de um sistema de aquisição de dados. A Figura 6.7 ilustra um modelo de tomada de pressões do edifício CAARC, utilizado em ensaios realizados com a técnica HFPI.

Cada tomada de pressão é associada a uma área de influência, sobre a qual é feita a integração das pressões medidas. Dessa forma, é possível obter um histórico no tempo das forças dinâmicas atuantes, associadas à cada ponto de medição. Com elas, são calculadas as forças modais correspondentes a qualquer modo de vibração, que aplicadas ao modelo teórico permitem a determinação das respostas (item 3.2).

As séries temporais medidas estão correlacionadas e incorporam as densidades espectrais e funções de coerência corretas para o vento natural simulado. Assim, a função de admitância aerodinâmica está automaticamente considerada na integração (SARTORI, 2010).



Figura 6.7 – Modelo de tomada de pressões do edifício CAARC, utilizado por OLIVEIRA (2009)

6.3.2. O Vento Natural Simulado e Ensaio Realizados

Os resultados experimentais utilizados neste trabalho foram fornecidos pelo LAC/UFRGS e compõem uma diversificada base de dados do laboratório (ROCHA e LOREDO-SOUZA, 2016). Todos os ensaios foram realizados no túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann, que trata-se de um túnel de vento de retorno fechado. Os túneis de vento são geralmente formados por ventiladores e tubos para a circulação, e a camada limite pode ser simulada através de dispositivos como: elementos de rugosidade (blocos paralelepípedicos), barreiras, dispositivos de mistura e outros dispositivos geradores de turbulência. Com esses dispositivos é possível reproduzir o perfil de velocidade média e de intensidade de turbulência desejados (LOREDO-SOUZA *et al.*, 2004). A Figura 6.8 mostra dois exemplos de configurações dos dispositivos, selecionados a fim de reproduzir ventos com perfil de velocidade média associado aos parâmetros $p = 0,23$ e $p = 0,34$ da lei potencial.



a)

b)

Figura 6.8 - Dispositivos de geração das diferentes camadas limites do túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann. a) $p = 0,23$; b) $p = 0,34$. (LOREDO-SOUZA et al., 2004).

Grande parte dos resultados experimentais que compõem a base de dados de HFPI do LAC/UFRGS são correspondentes à ensaios realizados com vizinhança imediata, que representam significativa demanda para os experimentos em túneis de vento. No entanto, para este estudo acadêmico, é de interesse apenas os resultados de ensaios sem vizinhança.

Dos resultados disponibilizados, selecionou-se aqueles relativos a ensaios realizados em dois modelos isolados (sem vizinhança): o edifício CAARC e o edifício E16, cujas dimensões estão detalhadas no item 6.2.1. Os resultados fornecidos são relativos ao vento incidindo nas direções 0° , 90° , 180° e 270° , que correspondem às direções $+x$, $+y$, $-x$, $-y$.

Além dos resultados dos ensaios, foram fornecidas as velocidades médias consideradas no topo dos edifícios (Tabela 6.17), bem como os perfis, ao longo da altura dos modelos, da velocidade média, intensidade da componente longitudinal da turbulência (I_u) e escala espacial da componente longitudinal da turbulência (L_u).

Tabela 6.17 - Velocidade média no topo do edifício de acordo com a direção de incidência do vento

Dir. vento	Velocidade média no topo (m/s)	
	CAARC	E16
$+x$	26,07	22,31
$-x$	26,21	22,06
$+y$	25,83	22,06
$-y$	25,85	21,88

Ajustando os perfis de velocidade média a uma lei potencial, associa-se os ventos simulados para o CAARC e E16 aos parâmetros $p = 0,23$ e $p = 0,34$, respectivamente. Considerando um tempo de aquisição de 1 hora, o vento simulado com expoente $p = 0,23$ corresponde a um terreno classificado entre as categorias III e IV da NBR6123/1988. Já o

vento simulado com expoente $p = 0,34$ corresponde a um terreno com a rugosidade da categoria V.

A Figura 6.9 e a Figura 6.10 apresentam os perfis de velocidade média, intensidade da componente longitudinal da turbulência e escala espacial da componente longitudinal da turbulência obtidos experimentalmente para os dois ensaios, já transformados para a escala do protótipo. Foi considerada uma escala de dimensão igual a 1:400 para o edifício CAARC e 1:200 para o edifício E16 (CARINI, 2017).

Os perfis de velocidade média são apresentados em relação às velocidades médias na cota de referência (V_{450}), igual a 450mm a partir do piso do túnel de vento, o que equivale à altura de 180m na escala do protótipo para o edifício CAARC e a 90m para o edifício E16, consideradas iguais à 34,4m/s para o vento simulado com $p = 0,23$ e 33m/s para o vento com $p = 0,34$. Estes perfis experimentais foram comparados com aqueles obtidos através da lei potencial (eq. (2.4)) com $p = 0,23$ e $p = 0,34$ e da lei logarítmica (eq. (2.3)) com $z_0 = 450mm$ e $z_0 = 1750mm$.

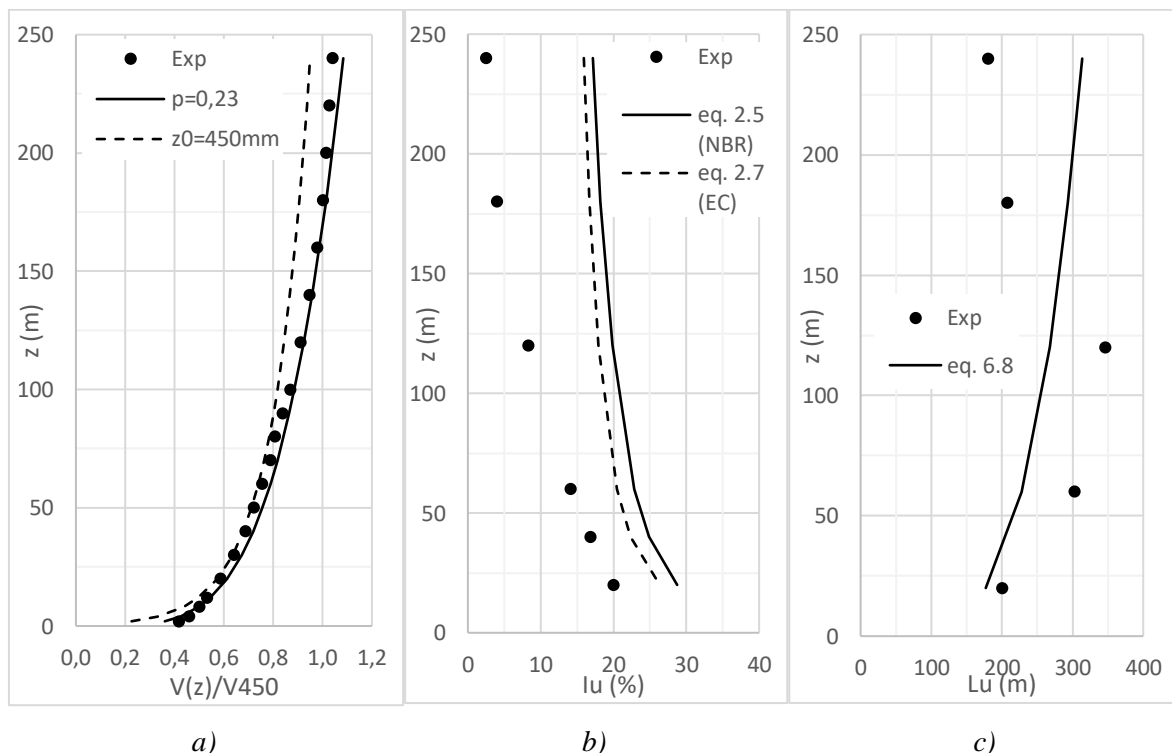


Figura 6.9 – Características do vento simulado no ensaio com $p=0,23$ (Exp), na escala do protótipo do prédio CAARC, em comparação com perfis teóricos. a) Perfil vertical de velocidade; b) Intensidade da componente longitudinal da turbulência; c) Escala espacial da componente longitudinal da turbulência

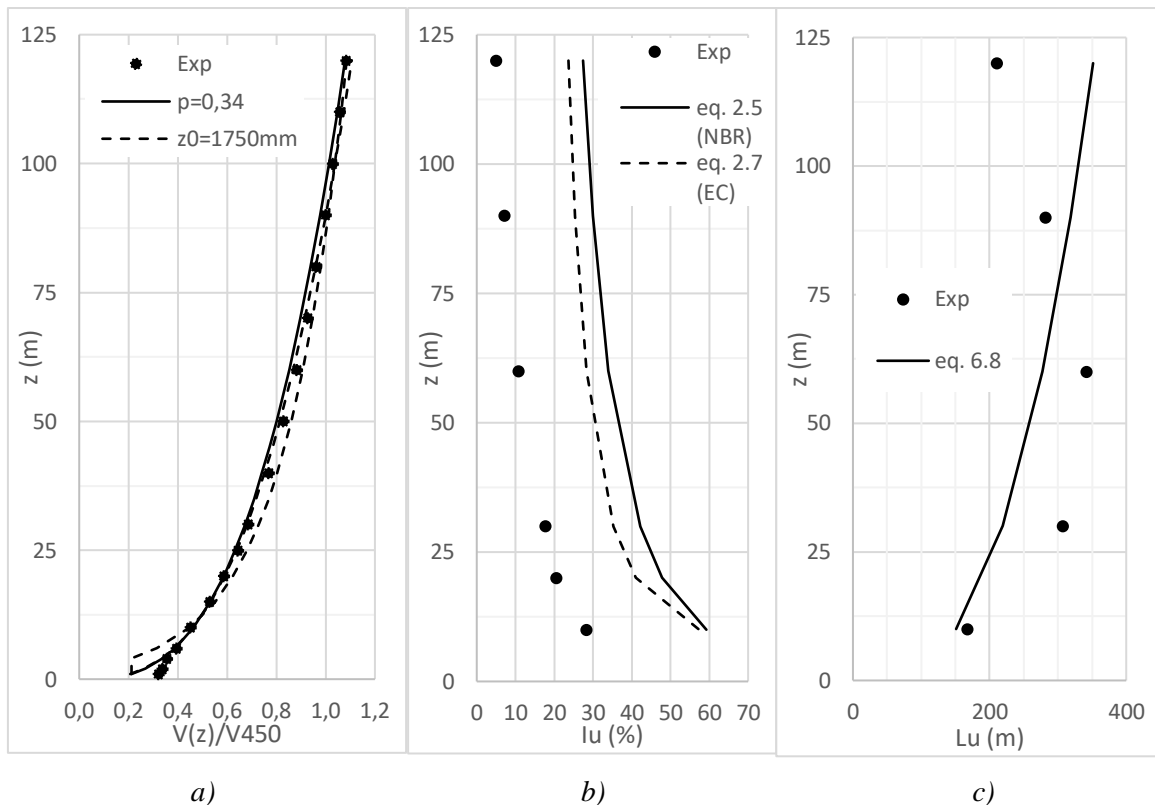


Figura 6.10 – Características do vento simulado no ensaio com $p=0,34$ (Exp), na escala do protótipo do prédio E16, em comparação com perfis teóricos. a) Perfil vertical de velocidade; b) Intensidade da componente longitudinal da turbulência; c) Escala espacial da componente longitudinal da turbulência

Os perfis de intensidade de turbulência foram comparados aos obtidos da eq. (2.5), com a expressão para a componente longitudinal do desvio padrão das flutuações proposta por Harris (eq. (2.6)), e da eq. (2.7). Os valores dos coeficientes de arrasto superficial e os comprimentos de rugosidade foram tomados de acordo com aqueles apresentados na Tabela 6.4. Os perfis experimentais da escala espacial da turbulência na direção do vento foram comparados aos obtidos da eq. (2.11).

6.3.3. Metodologia para a obtenção dos esforços de pico através dos dados experimentais

A grande quantidade de pontos de medição e a elevada taxa de aquisição dos dados ao longo do tempo geram um volume grande de dados a serem processados. Dessa forma, foi fornecido por ROCHA e LOREDO-SOUZA (2016) o sistema de processamento de dados de HFPI utilizado pelo LAC/UFRGS. O sistema é alimentado com um arquivo contendo o histórico no tempo das forças modais obtidas dos ensaios, associadas às formas modais do tipo $\phi = (z/h)^\gamma$, com $\gamma = 0, 1$ e 2 . O programa possibilita o cálculo da resposta dinâmica em termos do histórico no tempo e densidade espectral das seguintes variáveis: deslocamento modal, deslocamento no topo do edifício e aceleração no topo do edifício.

A seguir é apresentada a metodologia utilizada para o cálculo dos esforços de pico na base das edificações, considerando o comportamento estático e dinâmico. É importante ressaltar que somente as respostas na direção do vento estão sendo consideradas. As forças transversais (*crosswind*), embora disponibilizadas na base de dados de HFPI, não foram usadas no presente trabalho.

a) Análise estática

Considerando o comportamento estático das estruturas frente à ação do vento, os passos para o cálculo dos esforços de pico são:

- 1) Obtenção dos históricos no tempo das forças modais equivalentes ao esforço cortante e momento fletor na base;
- 2) Separação das parcelas média e flutuantes dos históricos;
- 3) Cálculo dos fatores de pico através dos históricos dos esforços flutuantes;
- 4) Cálculo dos esforços de pico com uso dos fatores de pico.

- Histórico no tempo das forças modais

São obtidos inicialmente os históricos das forças modais no tempo. As forças modais associadas às formas modais do tipo $\phi = (z/h)^0$ e $\phi = (z/h)^1$ são equivalentes, respectivamente, ao esforço cortante na base e ao momento fletor na base. Da seguinte forma:

$$p_0(t) = F(t) \tag{6.4}$$

$$p_1(t) \approx M(t) \rightarrow p_1(t) h = M(t) \tag{6.5}$$

sendo: $p_0(t)$ o histórico no tempo da força modal calculada com $\phi = (z/h)^0$;

$p_1(t)$ o histórico no tempo da força modal calculada com $\phi = (z/h)^1$;

$F(t)$ o histórico no tempo do esforço cortante na base;

$M(t)$ o histórico no tempo do momento fletor na base;

h a altura do prédio.

As relações acima são válidas quando a forma modal é um autovetor do sistema normalizado pela sua coordenada máxima, ou seja, $\phi_{m\acute{a}x} = 1$. No entanto, devido à forma de desenvolvimento das rotinas de cálculo no sistema de processamento de dados de HFPI (ROCHA e LOREDO-SOUZA, 2016), os modos ϕ são normalizados em relação à matriz massa, o que implica que a matriz modal seja ortonormal (eq.(6.6)).

$$\boldsymbol{\phi}_j^{T*} \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_j^* = \mathbf{I} \quad (6.6)$$

sendo:

$$\boldsymbol{\phi}_j^* = \frac{\boldsymbol{\phi}}{\sqrt{\bar{m}_j}} \text{ e } \boldsymbol{\phi}_j^{T*} = \frac{\boldsymbol{\phi}^T}{\sqrt{\bar{m}_j}} \quad (6.7)$$

em que: $\boldsymbol{\phi}_j$ é o autovetor relacionado ao modo j de vibração, normalizado pela coordenada máxima do vetor;

$\boldsymbol{\phi}_j^*$ é o autovetor relacionado ao modo j de vibração, normalizado pela massa modal.

Dessa forma, a equação do movimento é escrita no programa como:

$$\ddot{a}_j(t) + \alpha \dot{a}_j(t) + \omega_j^2 a_j(t) = p_j^*(t) \quad (6.8)$$

em que o histórico da força modal $p_j^*(t)$, lido do arquivo de entrada do sistema de processamento de dados de HFPI, é igual a:

$$p_j^*(t) = \mathbf{F}_j(t) \boldsymbol{\phi}_j^{T*} = \mathbf{F}_j(t) \frac{\boldsymbol{\phi}^T}{\sqrt{\bar{m}_j}} = \frac{p_j(t)}{\sqrt{\bar{m}_j}} \quad (6.9)$$

Portanto, o histórico no tempo da força modal que desejamos será:

$$p_j(t) = p_j^*(t) \sqrt{\bar{m}_j} \quad (6.10)$$

A massa modal correspondente ao modo de vibração j é definida como:

$$\bar{m}_j = \boldsymbol{\phi}_j^{T*} \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_j^* \quad (6.11)$$

Sabendo-se que a massa nodal m_{nod} é:

$$m_{nod} = \rho_{est} A_i dz \quad (6.12)$$

em que: ρ_{est} é a densidade média do prédio;

dz é a altura entre cada nó em que a estrutura é discretizada;

A_i é a área associada ao nó i da estrutura discretizada.

Podemos escrever a massa modal como:

$$\bar{m}_j = \sum_{i=1}^n \left(\frac{z_i}{h}\right)^\gamma (\rho_{est} A_i dz) \left(\frac{z_i}{h}\right)^\gamma = \rho_{est} A \int_0^h \left(\frac{z}{h}\right)^{2\gamma} dz = \frac{\rho_{est} A h}{2\gamma + 1} \quad (6.13)$$

Assim, de acordo com as eqs. (6.4), (6.5), (6.10) e (6.13):

$$\text{Para } \gamma = 0: \bar{m}_0 = \rho_{est} A h \rightarrow F(t) = p_0(t)^* \sqrt{\rho_{est} A h} \quad (6.14)$$

$$\text{Para } \gamma = 1: \bar{m}_1 = (\rho_{est} A h)/3 \rightarrow M(t) = p_1(t)^* h \sqrt{(\rho_{est} A h)/3} \quad (6.15)$$

- Separação das parcelas média e flutuante

Os históricos do esforço cortante e do momento fletor podem ser divididos em duas parcelas: média e flutuante. Para obter a parcela flutuante, basta obter a média dos valores

dos históricos e em seguida subtrair esse valor do histórico de força ou momento correspondente.

$$\hat{F}(t) = F(t) - \bar{F} \quad (6.16)$$

$$\hat{M}(t) = M(t) - \bar{M} \quad (6.17)$$

- Cálculo do esforço cortante de pico e momento fletor de pico

O esforço cortante de pico na base, bem como o momento fletor de pico na base, é calculado através de um fator de pico, obtido do correspondente histórico do esforço flutuante, multiplicado pelo desvio padrão do mesmo histórico, conforme as eqs. (6.18) e (6.19).

$$\hat{F}_{pico} = g_{\hat{F}} \sigma_{\hat{F}} \quad (6.18)$$

$$\hat{M}_{pico} = g_{\hat{M}} \sigma_{\hat{M}} \quad (6.19)$$

sendo: \hat{F}_{pico} o esforço cortante de pico na base da edificação;

\hat{M}_{pico} o momento fletor de pico na base da edificação;

$g_{\hat{F}}$ o fator de pico calculado através do histórico no tempo do esforço cortante na base, resultante da parcela flutuante da velocidade de vento;

$g_{\hat{M}}$ o fator de pico calculado através do histórico no tempo do momento fletor na base, resultante da parcela flutuante da velocidade de vento;

$\sigma_{\hat{F}}$ o desvio padrão do histórico no tempo do esforço cortante na base, resultante da parcela flutuante da velocidade de vento;

$\sigma_{\hat{M}}$ o desvio padrão do histórico no tempo do momento fletor na base, resultante da parcela flutuante da velocidade de vento.

O fator de pico é calculado de acordo com a eq. (3.4) e a frequência efetiva de resposta obtida através da contagem do número de vezes que o sinal correspondente ao histórico da parcela flutuante cruza o eixo horizontal de forma ascendente, conforme a eq.(6.20).

$$v = \frac{T}{n_{cruz}} \quad (6.20)$$

sendo: T o tempo total da amostra;

n_{cruz} o número de vezes que o sinal correspondente ao histórico do esforço flutuante cruza o eixo horizontal de forma ascendente.

b) Análise Dinâmica

Considerando o comportamento dinâmico das estruturas frente à ação do vento, os passos para o cálculo dos esforços de pico são:

- 1) Obtenção do histórico no tempo dos deslocamentos modais;
- 2) Separação das parcelas média e flutuantes dos históricos;
- 3) Cálculo dos fatores de pico através do histórico dos deslocamentos modais correspondentes à parcela flutuante da força de vento;
- 4) Cálculo dos esforços de pico com uso dos fatores de pico.

- Histórico no tempo do deslocamento modal

Os históricos no tempo dos deslocamentos modais correspondentes à cada frequência natural da estrutura são obtidos diretamente do sistema de processamento de dados de HFPI do LAC/UFRGS (ROCHA e LOREDO-SOUZA, 2016), no entanto, assim como no cálculo das forças modais, é necessária a correção da resposta, em função da normalização dos modos ϕ em relação a matriz massa. É de interesse apenas o deslocamento modal associado à forma modal do primeiro modo de vibração: $\phi = (z/h)$, calculado da seguinte forma:

$$a_1(t) = a^*_1(t)/\sqrt{m_1} = a^*_1(t)/\sqrt{(\rho_{est} A h)/3} \quad (6.21)$$

sendo: $a_1(t)$ o histórico no tempo do deslocamento modal calculado através do autovetor

ϕ_1 ;

$a^*_1(t)$ o histórico no tempo do deslocamento modal calculado através do autovetor

ϕ^*_1 .

- Separação das parcelas média e flutuante

O histórico do deslocamento modal é dividido então nas parcelas média e flutuante. Para obter a parcela flutuante, basta obter a média dos valores do histórico do deslocamento modal (\bar{a}_1) e em seguida subtrair o valor obtido.

$$\hat{a}_1(t) = a_1(t) - \bar{a}_1 \quad (6.22)$$

- Cálculo do esforço cortante de pico e momento fletor de pico

O esforço cortante de pico na base, assim como na análise estática, é calculado através de um fator de pico. Neste caso, o fator de pico é obtido do histórico do deslocamento modal flutuante $\hat{a}_1(t)$, de acordo com as eqs. (3.4) e (6.20). Obtido o fator de pico, os esforços cortantes flutuantes de pico, ao longo da altura das estruturas, são obtidos da eq.

(3.33) e os correspondentes momentos fletores através da multiplicação das forças equivalentes pela distância à base. Os esforços na base são calculados através da soma dos esforços ao longo da altura. Vale ressaltar que o esforço cortante de pico e o momento fletor de pico calculados através deste procedimento correspondem apenas à parcela flutuante do vento, sendo necessária a soma da parcela média para a obtenção dos esforços totais.

6.3.4. Análise comparativa entre métodos teóricos e resultados experimentais

a) Coefficientes de arrasto experimentais e velocidades de vento consideradas

Sabendo-se que a força estática associada à velocidade média é definida pela eq. (2.23), podemos rearrumar a equação, de forma a isolar o coeficiente de arrasto, conforme apresentado na eq. (6.23).

$$C_a = \frac{1}{2} \rho \bar{F}(z) A \bar{U}^2(z) \quad (6.23)$$

Com a resultante na base da força média, reescrevemos da seguinte forma:

$$C_a = \frac{1}{2} \rho \bar{F} \sum_{i=1}^n \bar{U}_i^2 A_i \quad (6.24)$$

sendo n o número de pontos em que a estrutura está discretizada.

A Tabela 6.18 apresenta um comparativo entre os coeficientes de arrasto calculados para os dois prédios em análise, através da norma brasileira NBR6123 e daqueles obtidos dos resultados experimentais em túnel de vento.

Tabela 6.18 – Coeficientes de arrasto calculados através da NBR6123/1988 e aqueles obtidos através dos resultados experimentais

Direção do vento	CAARC		E16	
	NBR	Experimental	NBR	Experimental
+x	1,26	1,22	0,99	0,96
-x	1,26	1,22	0,99	0,94
+y	1,45	1,57	1,46	1,54
-y	1,45	1,61	1,46	1,68

Observa-se que os coeficientes de arrasto experimentais obtidos para as direções +x e -x, de ambos prédios, apresentam boa compatibilidade entre si e são bastante próximos aos calculados através da NBR6123/1988. Os resultados experimentais para as direções +y e -y apresentam uma dispersão maior entre os sentidos positivo e negativo e são um pouco superiores aos calculados pela norma brasileira, no entanto, considerando as incertezas

envolvidas, pode-se considerar que os resultados experimentais e normativos são compatíveis.

Tendo em vista a compatibilidade entre os coeficientes de arrasto obtidos dos ensaios com vento incidindo nos sentidos positivo e negativo das duas direções, para fins de comparação com os demais procedimentos considerados, adotou-se como resultado experimental em cada direção (x e y), a média dos resultados experimentais nos sentidos positivo e negativo das direções correspondentes. A exceção se dá na direção y do prédio E16, sendo considerada como representativa a direção $+y$, uma vez que o C_a obtido na direção $-y$ se afastava de forma mais acentuada dos resultados obtidos através da NBR6123/1988. Tal fato pode ser justificado pelas saliências na fachada deste edifício.

Dessa forma, as velocidades de vento consideradas para o cálculo das respostas de acordo com as demais metodologias também são as médias entre as velocidades nas direções positiva e negativa. De forma compatível, na direção y do prédio E16, foi considerada a velocidade do ensaio na direção $+y$. As velocidades de vento adotadas no estudo comparativo são aquelas apresenta na Tabela 6.3.

b) Resultados experimentais com processamento

As Tabelas 6.19 a 6.22 apresentam os resultados experimentais para os esforços na base, alcançados após o processamento descrito no item 6.3.3. Os resultados considerando a análise dinâmica foram obtidos apenas para o primeiro modo de vibração ($\phi = (z/h)$), $\zeta = 1\%$ e frequências naturais de vibração variando de 0,2 Hz a 1,5 Hz.

Observamos que as respostas alcançadas através da análise estática e aquelas obtidas segundo a análise dinâmica para frequências elevadas, especialmente quando observamos as respostas em termos de momento fletor na base, convergem de forma satisfatória.

Tabela 6.19 – Esforços na base do edifício CAARC, obtidos através de resultados experimentais com a técnica HFPI, para vento atuando na direção x

	Freq. (Hz)	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
Análise estática	-	961,3	2014	2975	90,06	200,3	290,4
	0,20	1547	2014	3561	187,1	200,3	387,4
Análise dinâmica	0,50	884,6	2014	2898	107,0	200,3	307,3
	1,00	731,9	2014	2746	88,51	200,3	288,8
	1,50	728,9	2014	2743	88,14	200,3	288,5

Tabela 6.20 – Esforços na base do edifício CAARC, obtidos através de resultados experimentais com a técnica HFPI, para vento atuando na direção y

	Freq. (Hz)	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
Análise estática	-	1661	3848	5509	149,4	367,1	516,4
Análise dinâmica	0,20	2240	3848	6087	270,8	367,1	637,9
	0,50	1435	3848	5283	173,6	367,1	540,6
	1,00	1212	3848	5060	146,6	367,1	513,6
	1,50	1208	3848	5056	146,1	367,1	513,2

Tabela 6.21 – Esforços na base do edifício E16, obtidos através de resultados experimentais com a técnica HFPI, para vento atuando na direção x

	Freq. (Hz)	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
Análise estática	-	201,9	299,7	501,6	12,11	17,66	29,77
Análise dinâmica	0,20	296,6	299,7	596,3	21,69	17,66	39,35
	0,50	199,7	299,7	499,5	14,61	17,66	32,27
	1,00	160,3	299,7	460,1	11,73	17,66	29,38
	1,50	159,5	299,7	459,2	11,67	17,66	29,32

Tabela 6.22 – Esforços na base do edifício E16, obtidos através de resultados experimentais com a técnica HFPI, para vento atuando na direção y

	Freq. (Hz)	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
Análise estática	-	740,0	1224	1964	43,28	71,65	114,9
Análise dinâmica	0,20	950,5	1224	2175	69,52	71,65	141,2
	0,50	608,2	1224	1832	44,48	71,65	116,1
	1,00	569,4	1224	1794	41,65	71,65	113,3
	1,50	568,8	1224	1793	41,60	71,65	113,3

c) **Resultados com a solução NFREQ – Categorias da NBR**

Neste item são apresentados os esforços de pico obtidos segundo a solução numérica modal no domínio da frequência (NFREQ). A metodologia segue a apresentada no item 6.2.3 a). Adotou-se o espectro teórico da velocidade de vento de Harris (eq.(2.13)), com os coeficientes de arrasto superficiais de acordo com as categorias de terreno da NBR6123/1988, dados na Tabela 6.4. O co-espectro normalizado foi calculado de acordo com a eq. (2.18), com os coeficientes de decaimento para a correlação espacial das pressões,

C_y e C_z , iguais a 10. O fator de pico foi calculado fazendo-se v igual a razão dos momentos espectrais. Os coeficientes de arrasto foram aqueles obtidos experimentalmente (Tabela 6.18) e as velocidades básicas de acordo com a Tabela 6.3. As Tabelas 6.23 a 6.26 apresentam os resultados para as frequências naturais variando de 0,2Hz a 1,5Hz.

Tabela 6.23 – Esforços na base do edifício CAARC, calculados segundo a solução NFREQ para vento atuando na direção x

Freq. (Hz)	σ_a	v	g	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
0,20	2,57E-02	0,14	3,18	2547	2021	4568	310,5	216,6	527,1
0,50	3,07E-03	0,18	3,25	1945	2021	3966	237,1	216,6	453,7
1,00	7,24E-04	0,17	3,23	1828	2021	3849	222,9	216,6	439,4
1,50	3,19E-04	0,17	3,22	1807	2021	3828	220,2	216,6	436,8

Tabela 6.24 – Esforços na base do edifício CAARC, calculados segundo a solução NFREQ para vento atuando na direção y

Freq. (Hz)	σ_a	v	g	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
0,20	4,48E-02	0,14	3,16	4558	3862	8421	555,7	413,9	969,6
0,50	5,52E-03	0,16	3,21	3564	3862	7427	434,6	413,9	848,4
1,00	1,32E-03	0,15	3,19	3394	3862	7256	413,8	413,9	827,7
1,50	5,84E-04	0,15	3,19	3374	3862	7236	411,3	413,9	825,2

Tabela 6.25 – Esforços na base do edifício E16, calculados segundo a solução NFREQ para vento atuando na direção x

Freq. (Hz)	σ_a	v	g	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
0,20	2,68E-02	0,15	3,19	695,5	299,9	995,4	51,56	20,62	72,18
0,50	3,18E-03	0,21	3,29	533,5	299,9	833,4	39,55	20,62	60,17
1,00	7,40E-04	0,21	3,29	496,7	299,9	796,6	36,82	20,62	57,44
1,50	3,24E-04	0,20	3,28	489,4	299,9	789,3	36,28	20,62	56,90

Tabela 6.26 – Esforços na base do edifício E16, calculados segundo a solução NFREQ para vento atuando na direção y

Freq. (Hz)	σ_a	v	g	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
0,20	9,61E-02	0,13	3,15	2523	1226	3748	187,0	84,25	271,3
0,50	1,20E-02	0,16	3,20	2001	1226	3226	148,3	84,25	232,5
1,00	2,88E-03	0,15	3,19	1912	1226	3137	141,7	84,25	226,0
1,50	1,27E-03	0,15	3,20	1905	1226	3131	141,3	84,25	225,5

d) Resultados com a solução NFREQ – Intensidade de turbulência modificada

Da Figura 6.9 a) e da Figura 6.10 a), vemos que os perfis de velocidade média dos ventos simulados nos ensaios utilizados neste trabalho, tanto quando o parâmetro p é tomado como 0,23 quanto 0,34, se ajustam de forma muito satisfatória aos perfis de velocidade média segundo a lei potencial da NBR6123/1988, bem como aos perfis do Eurocódigo, que utilizam a lei logarítmica. No entanto, quando olhamos os perfis de intensidade de turbulência (Figura 6.9 b) e Figura 6.10 b)) percebemos que a turbulência simulada no túnel de vento, nos dois casos analisados, é inferior àquela associada às categorias de terreno das normas.

Por exemplo, para o vento simulado em túnel de vento, com expoente $p = 0,23$, a intensidade de turbulência a uma altura de 180m é igual a 4%, enquanto segundo a expressão teórica (2.5), correspondente à categoria III/IV da norma brasileira, esta é de aproximadamente de 18%. Para o vento simulado com expoente $p = 0,34$, $I_u \cong 7\%$, enquanto de acordo com a expressão teórica $I_u \cong 24\%$. Desta forma, podemos concluir que os ventos simulados em túnel de vento, para os ensaios experimentais utilizados neste trabalho, são menos turbulentos que aqueles estabelecidos para as correspondentes categorias de terreno das normas.

Vale aqui destacar que os resultados experimentais que compõem a base de dados de HFPI do LAC/UFRGS (ROCHA e LOREDO-SOUZA, 2016) não apresentam fins puramente acadêmicos. Os ensaios foram previstos para modelos com vizinhança e a realização de ensaio com modelo isolado foi um complemento. Nos ensaios em que a vizinhança é simulada, as características da turbulência definidas por ela são determinantes na resposta do modelo, de modo que o perfil de intensidade de turbulência do escoamento simulado tem menor importância (LOREDO-SOUZA, 2018). No entanto, nos ensaios em modelos isolados, geralmente utilizados para fins acadêmicos, a reprodução do perfil de intensidade de turbulência tem maior impacto na resposta final.

A Figura 6.11 apresenta os espectros das forças modais na direção x , obtidos através dos dados experimentais dos ensaios em túnel de vento e através do espectro teórico das velocidades de vento, proposto por HARRIS (1970), com uso da eq. (3.26) e coeficientes de arrasto superficiais de acordo com as categorias de terreno da NBR6123/1988. Os espectros representam apenas a parcela flutuante da força e correspondem ao modo de vibração com a forma $\phi = z/h$. Delas percebemos que os espectros de força modal referentes aos dados experimentais, tanto aquele com $p = 0,23$ quanto $p = 0,34$, estão abaixo dos espectros

teóricos utilizados nas metodologias normativas, o que reflete o impacto das diferenças entre as intensidades de turbulência simuladas e adotadas pelas normas de projeto.

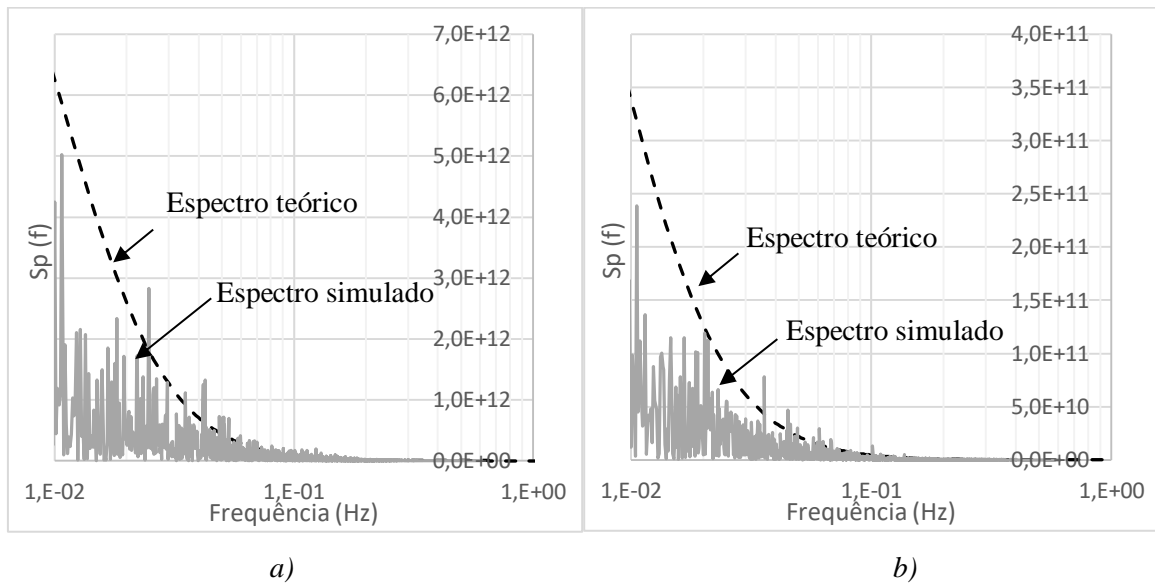


Figura 6.11 – Espectros da força modal ($\phi = z/h$) para vento atuando na direção x do edifício CAARC (a) e do edifício E16 (b)

Portanto, tendo em vista tornar possível a comparação entre as respostas obtidas através do processamento dos dados experimentais e da solução NFREQ, esta última foi modificada de forma a fornecer espectros de força modal compatíveis com aqueles reproduzidos no túnel de vento. Para isso, as intensidades de turbulência simuladas foram incorporadas através da σ_u^2 ao espectro teórico da velocidade de vento de Harris (eq.(2.13)), utilizado na solução numérica. As variâncias foram calculadas com as intensidades de turbulência medidas no ponto médio do terço superior de cada modelo: para o edifício CAARC (cat. III/IV), $I_u = 5,82\%$; para o edifício E16 (cat. V), $I_u = 7,43\%$.

A Figura 6.12 apresenta os espectros das forças modais na direção x , obtidos através dos dados experimentais dos ensaios em túnel de vento e através do espectro teórico das velocidades de vento de HARRIS (1970) com as modificações descritas. Observamos que as modificações propostas nos espectros da velocidade de vento teóricos conduziram a espectros de força modal compatíveis com aqueles simulados nos ensaios em túnel de vento, considerando a variação acentuada presente no espectro de força modal simulado.

As Tabelas 6.27 a 6.30 apresentam os esforços de pico obtidos segundo a solução numérica modal no domínio da frequência com as modificações na intensidade de turbulência pertinentes. As Figuras 6.13 a 6.16 apresentam um comparativo entre as respostas (parcela flutuante e total) obtidas segundo o NFREQ modificado e o

processamento dos dados experimentais resultados dos ensaios em túnel de vento com a técnica HFPI.

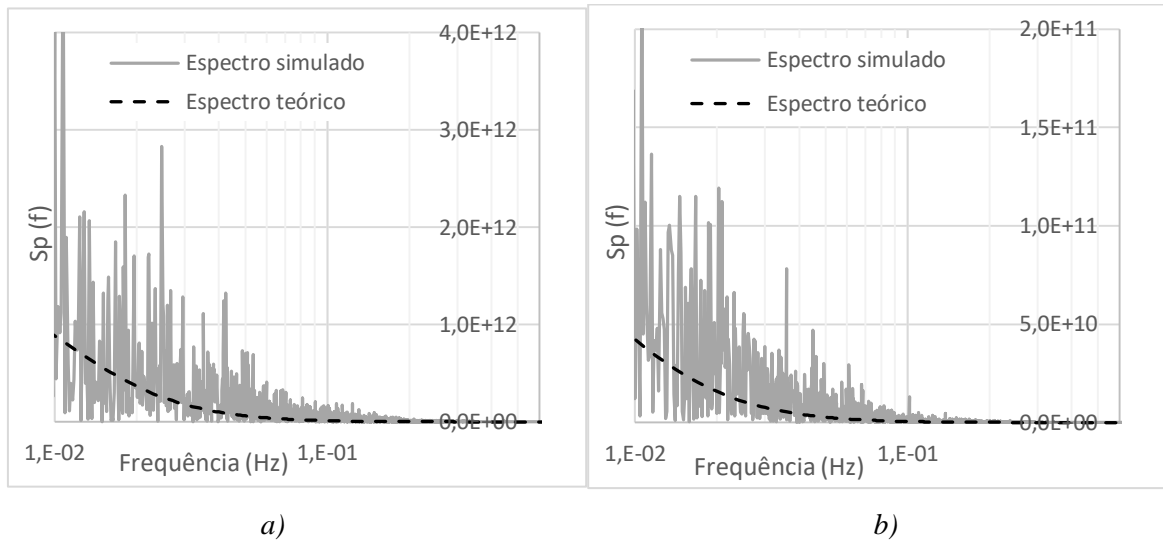


Figura 6.12 – Espectro da força modal ($(\phi = z/h)$) para vento atuando na direção x do edifício CAARC (a) e do edifício E16 (b)

Tabela 6.27 – Esforços na base do edifício CAARC, calculados segundo a solução NFREQ ($I_u = 5,82\%$) para vento atuando na direção x

Freq. (Hz)	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
0,20	1090	2022	3111	132,8	216,6	349,4
0,50	833,1	2022	2855	101,6	216,6	318,1
1,00	785,9	2022	2808	95,80	216,6	312,4
1,50	781,0	2022	2803	95,20	216,6	311,8

Tabela 6.28 – Esforços na base do edifício CAARC, calculados segundo a solução NFREQ ($I_u = 5,82\%$) para vento atuando na direção y

Freq. (Hz)	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
0,20	1973	3863	5836	240,5	413,8	654,3
0,50	1545	3863	5408	188,3	413,8	602,1
1,00	1478	3863	5341	180,2	413,8	594,0
1,50	1479	3863	5342	180,2	413,8	594,1

Tabela 6.29 – Esforços na base do edifício E16, calculados segundo a solução NFREQ ($I_u = 7,43\%$) para vento atuando na direção x

Freq. (Hz)	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
0,20	246,0	299,9	545,9	18,24	20,62	38,86
0,50	188,7	299,9	488,6	13,99	20,62	34,61
1,00	175,7	299,9	475,6	13,03	20,62	33,64
1,50	173,1	299,9	473,0	12,83	20,62	33,45

Tabela 6.30 – Esforços na base do edifício E16, calculados segundo a solução NFREQ ($I_u = 7,43\%$) para vento atuando na direção y

Freq. (Hz)	\hat{F} (kN)	\bar{F} (kN)	F (kN)	\hat{M} (MN.m)	\bar{M} (MN.m)	M (MN.m)
0,20	897,6	1226	2123	66,54	84,25	150,8
0,50	711,8	1226	1937	52,77	84,25	137,0
1,00	680,1	1226	1906	50,42	84,25	134,7
1,50	677,9	1226	1903	50,26	84,25	134,5

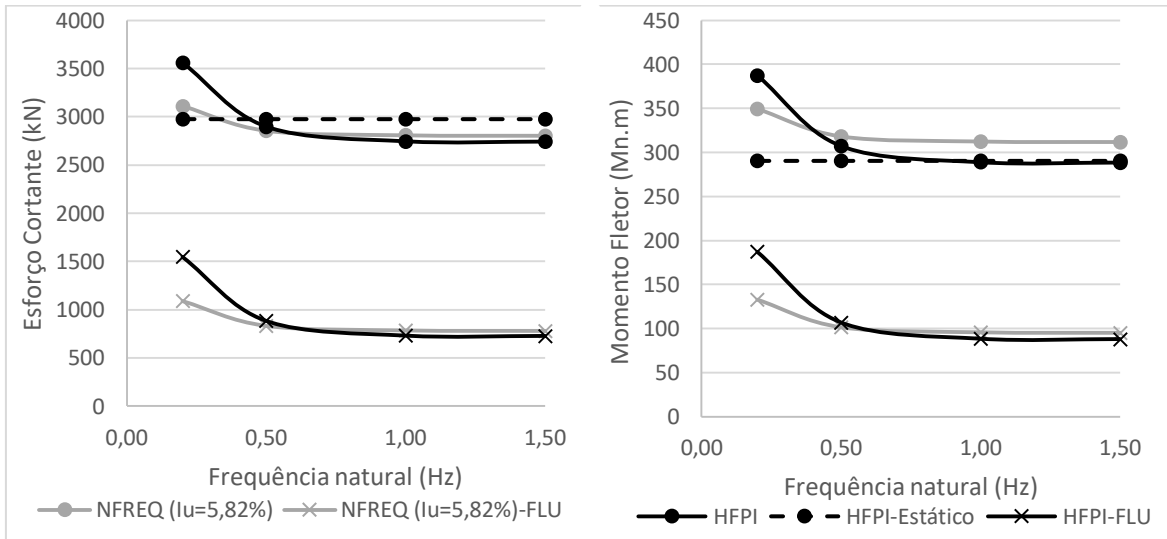


Figura 6.13 – Comparativo entre os esforços cortantes e momentos fletores na base do edifício CAARC, para vento atuando na direção x, categoria III/IV

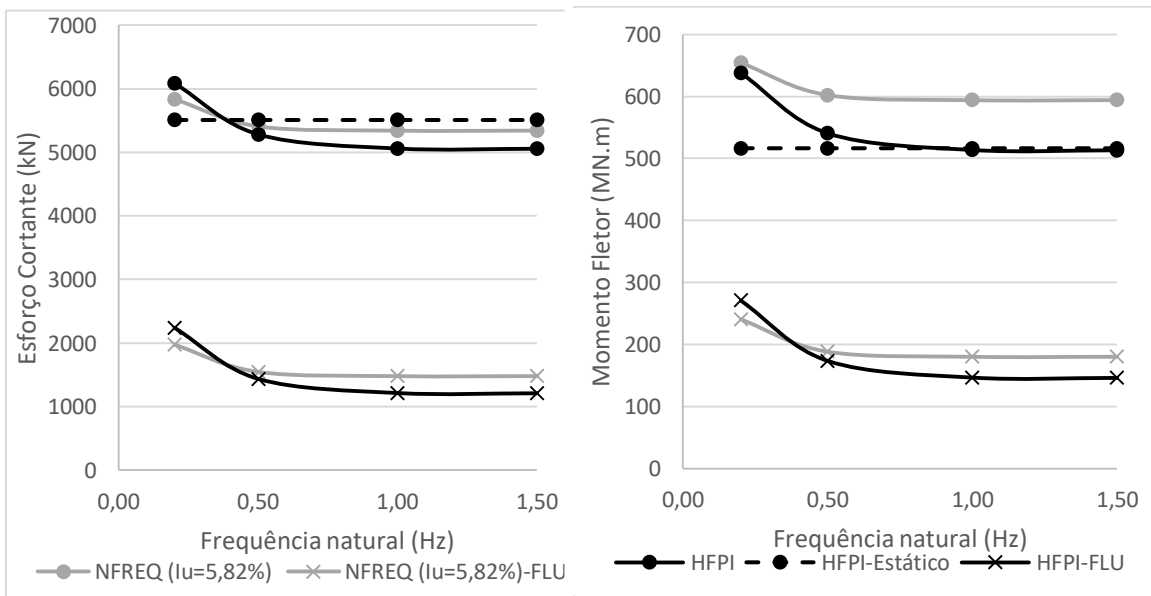


Figura 6.14 – Comparativo entre os esforços cortantes e momentos fletores na base do edifício CAARC, para vento atuando na direção y, categoria III/IV

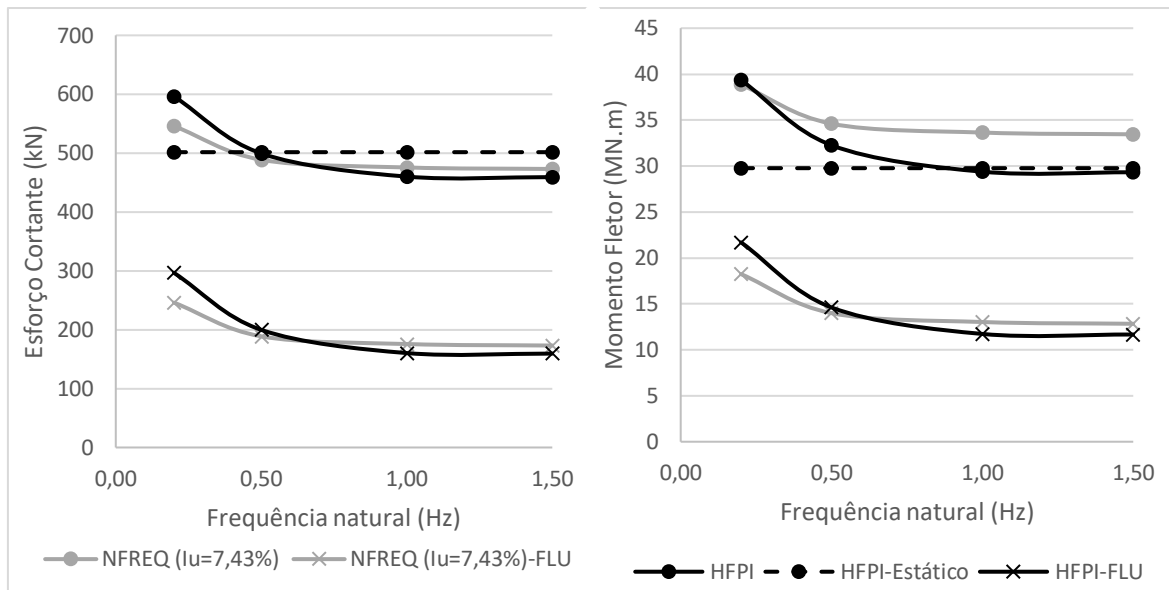


Figura 6.15 – Comparativo entre os esforços cortantes e momentos fletores na base do edifício E16, para vento atuando na direção x, categoria V

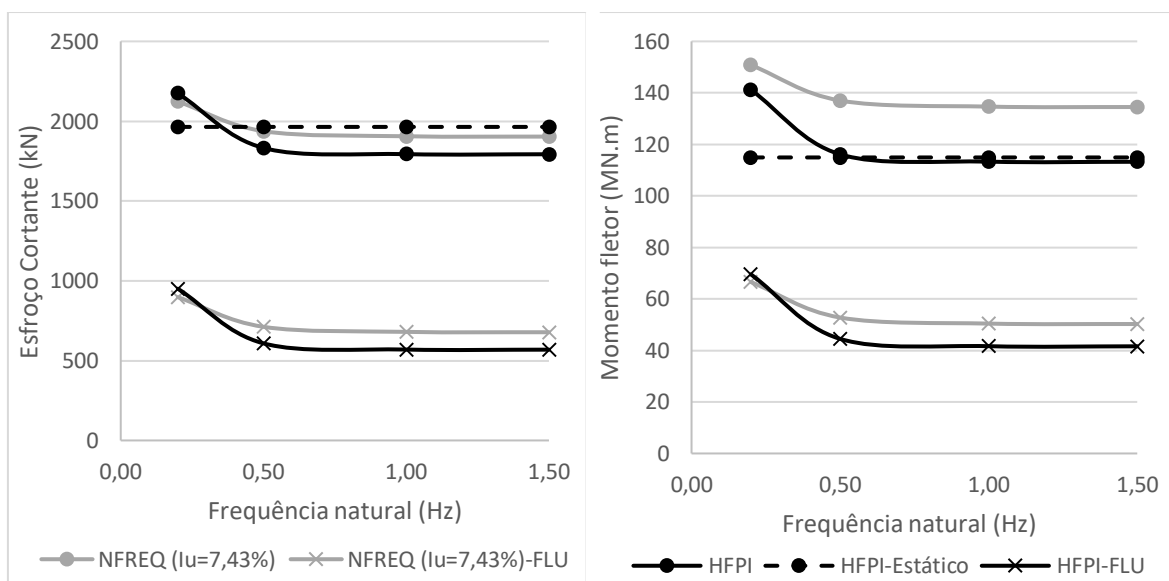


Figura 6.16 – Comparativo entre os esforços cortantes e momentos fletores na base do edifício E16, para vento atuando na direção y, categoria V

Observamos que as modificações implementadas na solução NFREQ, de forma a compatibilizar a intensidade de turbulência incorporada na solução teórica com aquela simulada no túnel de vento, proporcionaram ótima comparação entre os esforços flutuantes obtidos com o processamento dos dados experimentais (técnica HFPI) e a solução NFREQ, principalmente para frequências acima de 0,5Hz, casos em que a resposta quase-estática é predominante.

Nos casos em que a frequência natural é igual a 0,2Hz, situação na qual a resposta ressonante é dominante, as respostas obtidas com a solução NFREQ modificada foram um pouco inferiores às obtidas com o processamento dos dados experimentais. As alterações propostas no espectro teórico da velocidade de vento não reproduziram de forma satisfatória o espectro de força modal na frequência ressonante de 0,2Hz, ficando abaixo do espectro simulado nesta região, conforme ilustrado na Figura 6.18, o que justifica o resultado observado no estudo comparativo. Neste caso, a forma do espectro de HARRIS (1970) pode não ser adequada para representar os espectros de velocidade flutuante desenvolvidos no túnel de vento. Possivelmente o espectro de KAIMAL (1972, *apud* SIMIU e SCANLAN, 1996) seja mais adequado para esta finalidade.

Vale ainda comentar que ocorreram pequenas diferenças na comparação entre os valores médios dos momentos fletores obtidos com a solução NFREQ e com dados experimentais. Essas diferenças se devem aos perfis de velocidade média adotados em cada uma das situações. Os perfis de velocidade média simulados no túnel de vento apresentam correspondência com os perfis de velocidade média horária das categorias III/IV e V da NBR6123/1988, no entanto, para a solução NFREQ foram utilizados os respectivos perfis de velocidade média em 10 minutos.

No estudo comparativo feito por ALGABA *et al* (2016) e ALGABA (2016), no qual as características do vento teórico e aquele reproduzido em túnel de vento foram compatibilizadas, as respostas, considerando a frequência natural de vibração igual a 0,2Hz, obtidas através da solução NFREQ e o procedimento normativo europeu, convergem para aquelas obtidas com a técnica experimental HFBB (*High Frequency Base Balance*), conforme mostrado na Figura 1.2.

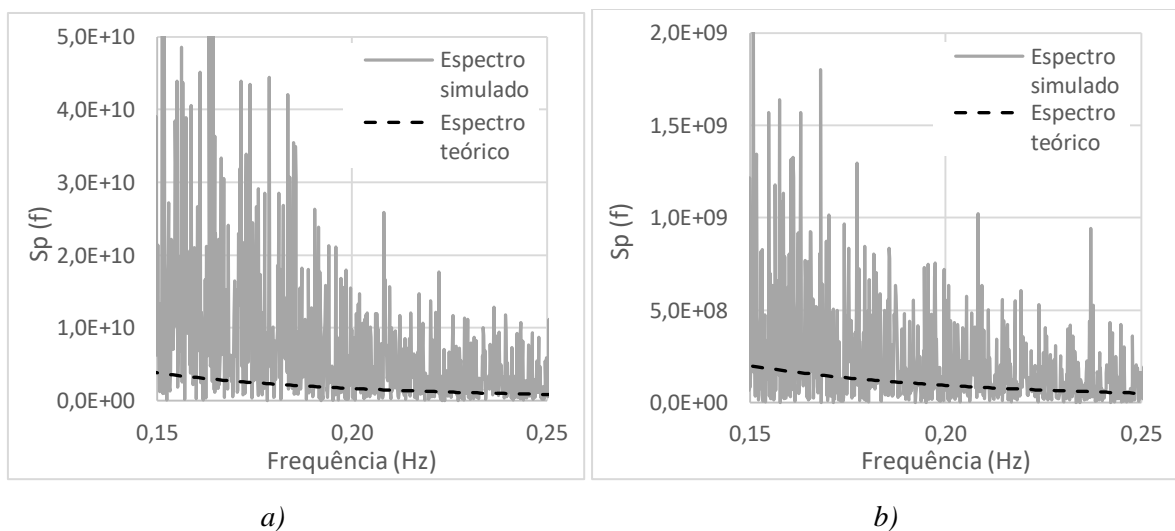


Figura 6.17 – Espectro da força modal ($\phi = z/h$) para vento atuando na direção x do edifício CAARC (a) e do edifício E16 (b), na região da frequência de 0,2Hz

e) **Resultados com a metodologia da "rajada equivalente estática"**

Utilizando o procedimento proposto por HOLMES e ALLSOP (2013) e HOLMES et al. (2014), apresentado no item 4.2, foram obtidos os tempos de rajada correspondentes ao filtro de média móvel que aplicado ao espectro da turbulência resultasse em um fator de pico igual aquele calculado através da função de admitância aerodinâmica de VICKERY (1965) e DAVENPORT (1963). Foram ainda calculados os tempos de rajada de acordo com as conclusões de DYRBYE e HANSEN (1996), considerando a constante da eq. (4.2) $C = 1,5$. A Tabela 6.31 apresenta os tempos de rajada calculados segundo os procedimentos descritos, em comparação com aqueles obtidos através da atual metodologia da NBR6123/1988.

As respostas da estrutura foram calculadas segundo o procedimento estático da NBR6123/1988, apenas alterando o tempo de rajada correspondente a cada edifício, e estão apresentadas na Tabela 6.32.

Tabela 6.31 – Tempos de rajada obtidos com a metodologia proposta pela NBR6123/1988, por HOLMES e ALLSOP (2013) e HOLMES et al. (2014) e por DYRBYE e HANSEN (1996)

Edifício	Dir. vento	Tempo de rajada (s)		
		NBR	Met. Holmes	Met. Dyrbye e Hansen
CAARC	x	47,5	2,2	8,6
	y	47,5	2,7	8,6
E16	x	28,8	1,3	5,2
	y	28,8	2,0	5,2

Tabela 6.32 – Esforços na base calculados segundo a metodologia da “rajada estática equivalente”

Edifício	Dir. do vento	Δt (s)	F (kN)	M (MN.m)
CAARC	x	2,2	3850	390,6
		8,6	3581	367,0
	y	2,7	6447	654,6
		8,6	6041	619,0
E16	x	1,3	864,5	54,96
		5,2	810,2	52,14
	y	2,0	3177	202,4
		5,2	3012	193,8

f) **Análise comparativa**

Os gráficos das Figuras 6.18 a 6.21 reúnem os resultados obtidos para as respostas estáticas das estruturas submetidas ao vento através das diversas técnicas selecionadas. Os esforços na base através da solução NFREQ e NFREQ com a intensidade de turbulência modificada apresentados foram aqueles obtidos considerando a frequência natural de vibração da estrutura igual a 1Hz.

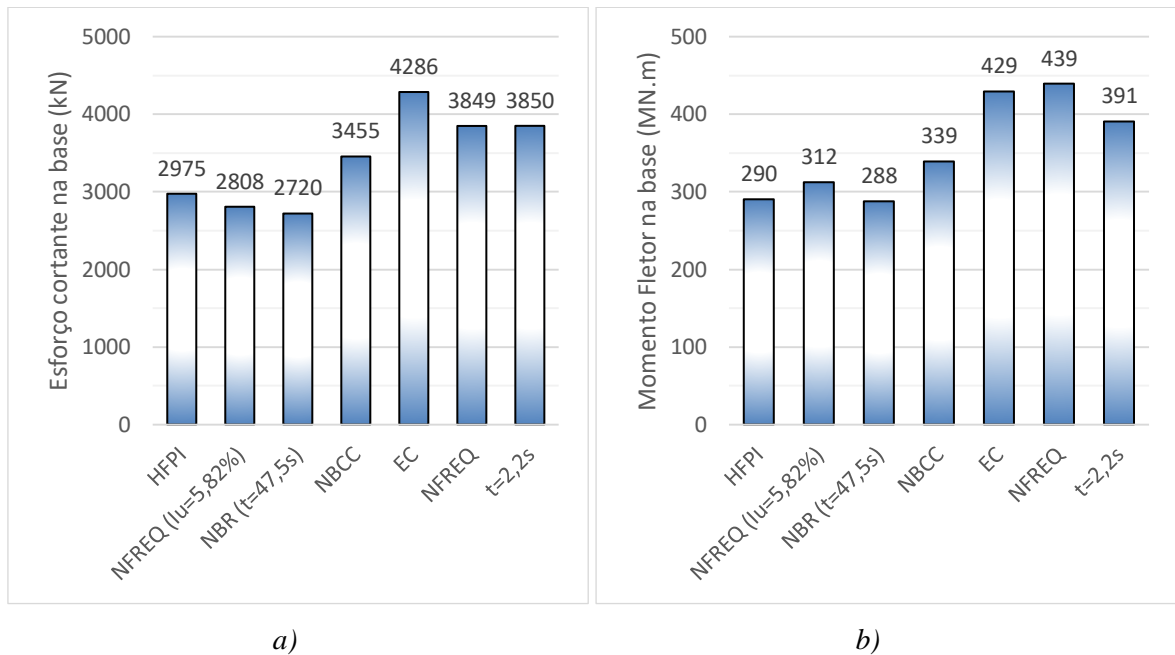


Figura 6.18 – Esforço cortante de pico na base do edifício CAARC (a) e correspondente momento fletor (b), calculados segundo diversas metodologias. Vento atuando na direção x

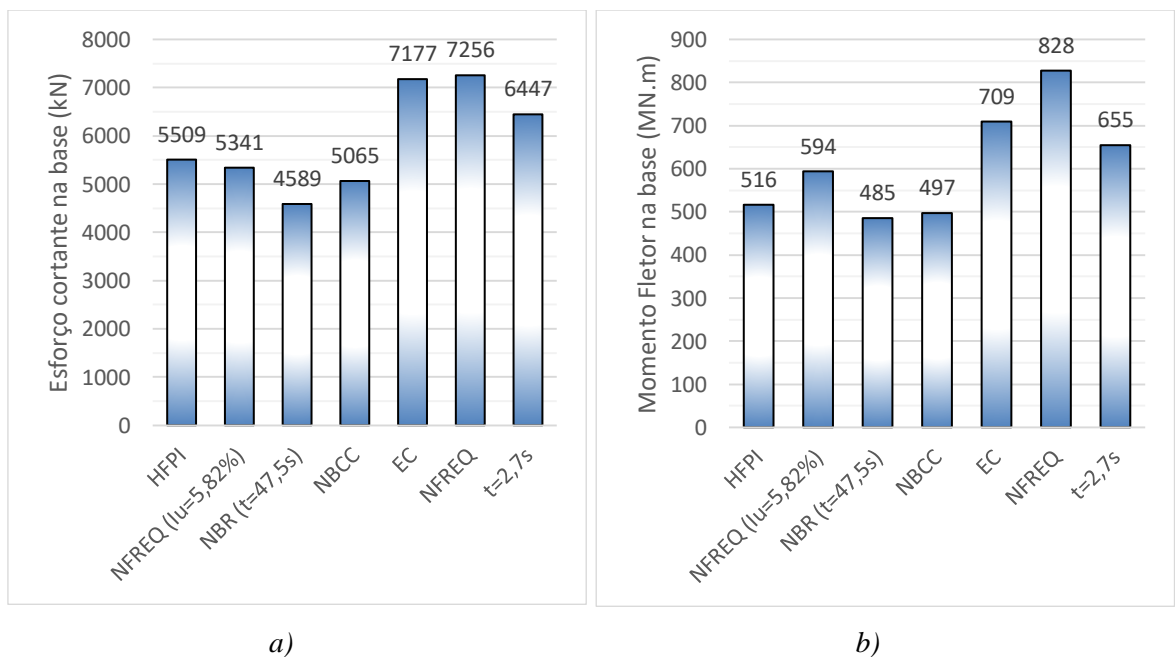
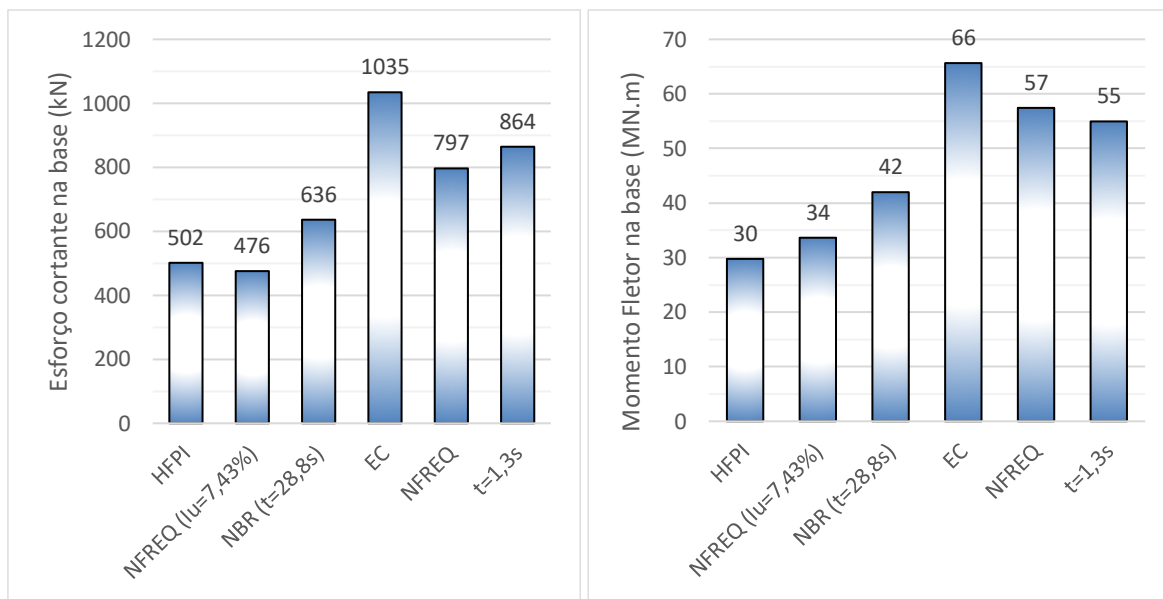


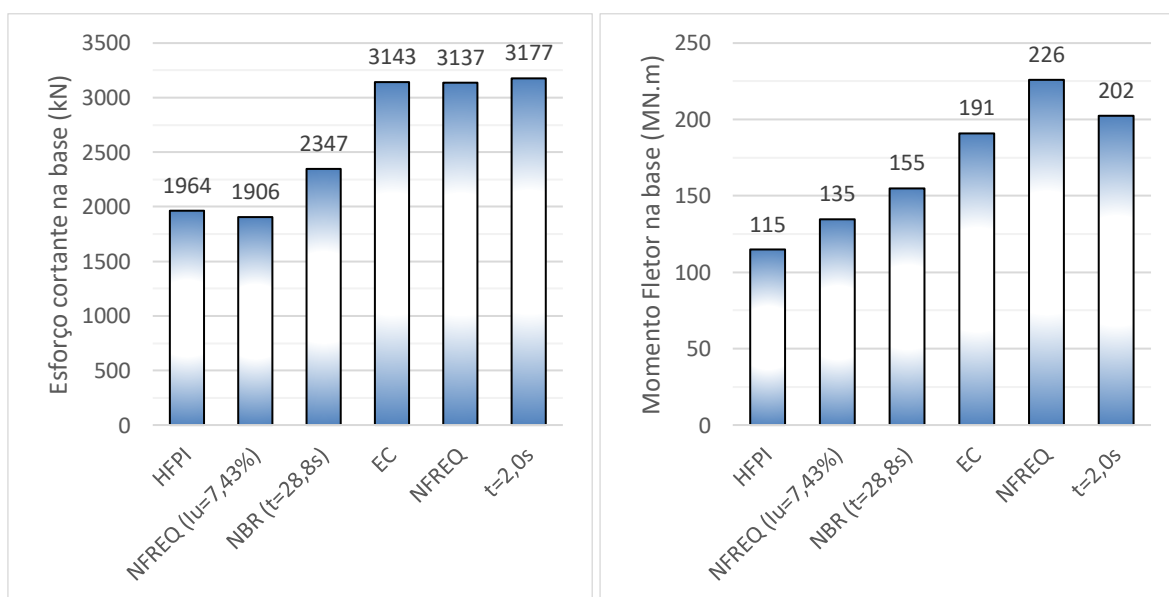
Figura 6.19 – Esforço cortante de pico na base do edifício CAARC (a) e correspondente momento fletor (b), calculados segundo diversas metodologias. Vento atuando na direção y



a)

b)

Figura 6.20 – Esforço cortante de pico na base do edifício E16 (a) e correspondente momento fletor (b), calculados segundo diversas metodologias. Vento atuando na direção x



a)

b)

Figura 6.21 – Esforço cortante de pico na base do edifício E16 (a) e correspondente momento fletor (b), calculados segundo diversas metodologias. Vento atuando na direção y

Ao analisar os resultados, primeiramente observamos que os esforços de pico na base das edificações, obtidos através do processamento dos dados de ensaios em túnel de vento com uso da técnica HFPI, e também aqueles calculados para a frequência natural de 1Hz com a solução NFREQ adotando a intensidade de turbulência reduzida [NFREQ ($I_u = 5,82\%$) e NFREQ ($I_u = 7,43\%$)], em geral se aproximam daqueles calculados através do

procedimento estático da NBR6123/1988. Para o prédio CAARC, a diferença entre os valores para os esforços cortantes de pico na base, obtidos com os resultados experimentais (HFPI) e o procedimento estático da NBR6123/1988, é de 9% para a direção x e 20% para a direção y , com relação ao resultado da norma brasileira. Para o prédio E16 essa diferença é de 21% para a direção x e 16% para a direção y . Contudo, estas metodologias fornecem resultados para os esforços na base consideravelmente inferiores às demais metodologias analisadas.

Podemos também destacar a boa convergência entre os resultados alcançados com as metodologias que utilizam o conceito de “rajada estática equivalente”, com tempos de rajada calculados através das propostas de HOLMES e ALLSOP (2013), HOLMES *et al.* (2014) e DYRBYE e HANSEN (1996), e aqueles obtidos da solução numérica modal no domínio da frequência (NFREQ) para a frequência natural de 1 Hz, calculada com as características do vento de acordo com as definições das categorias de terreno das normas de projeto.

A correspondência entre as respostas destas últimas metodologias e as obtidas do procedimento normativo europeu é satisfatória. O Eurocódigo, em quase todos os casos, fornece respostas superiores às demais metodologias. O procedimento normativo canadense, quando observamos os resultados para o edifício CAARC com vento atuando na direção x , apresenta valores compatíveis com aqueles alcançados com a solução NFREQ e as demais soluções que utilizam o conceito de “rajada estática equivalente” com tempos de rajada menores que aqueles apresentados pela NBR6123/1988. No caso do vento atuando na direção y , os resultados deste procedimento normativo são próximos aos alcançados com a norma brasileira.

Quando comparamos as respostas da solução NFREQ, que fornece resultados compatíveis com o MMD da NBR6123/1988, incorporando as modificações propostas neste trabalho, e aqueles do processamento dos dados experimentais, percebemos que os resultados com uso da técnica HFPI sempre fornecem valores consideravelmente inferiores. A justificativa para isso está na comparação entre as características dos ventos simulados no túnel de vento e aqueles considerados na definição das categorias de terreno das normas, conforme analisado no item 6.3.4 d).

Com isso, concluímos que a turbulência reduzida simulada nos ensaios em túnel de vento em modelos isolados impacta de forma considerável nas respostas das estruturas obtidas através destes experimentos, gerando uma resposta inferior àquela obtida com os perfis de turbulência teóricos, correspondentes às categorias de terreno. Desta forma, ainda que os resultados obtidos do processamento dos dados experimentais obtidos com a técnica

HFPI, considerando um comportamento estático, sejam compatíveis com aqueles calculados através da análise estática da NBR6123/1988, não é possível afirmar que o procedimento da norma brasileira resulte em valores que representem o comportamento real das estruturas frente à ação do vento. A análise dos espectros das forças modais sugere ainda que, caso os perfis de turbulência e escala espacial simulados fossem compatíveis com os perfis teóricos da norma brasileira, as forças modais teriam uma magnitude maior e conseqüentemente a resposta seria superior àquela obtida com o vento menos turbulento.

O fato da resposta estática segundo a NBR6123/1988 ser inferior às respostas obtidas através das demais metodologias teóricas, e compatível com os resultados experimentais de ensaios que produzem espectros de forças modais inferiores aos teóricos, indica que o procedimento normativo brasileiro para a análise estática das estruturas submetidas à ação do vento necessita ser revisado, de forma a produzir respostas superiores às obtidas com o procedimento atual.

A redução do tempo de rajada para estruturas altas nos procedimentos normativos que utilizam a “rajada estática equivalente” para a definição da resposta de pico estática já foi discutido por HOLMES e ALLSOP (2013) e HOLMES *et al.* (2014), o que, juntamente com estudos a respeito das rajadas medidas pelos anemômetros, culminou na revisão da norma australiana/neozelandesa (AS/NZS 1170.2/2011), que antes adotava o menor tempo de rajada igual a 3s e atualmente utiliza 0,2s.

A compatibilidade dos resultados obtidos considerando-se os tempos de rajada propostos pela metodologia de HOLMES e ALLSOP (2013) e HOLMES *et al.* (2014) e aqueles da solução NFREQ sugere que este deve ser o caminho adotado para a revisão do procedimento estático da norma brasileira. Isto levaria a associação do tempo de rajada de 3s a uma edificação de altura elevada, superior a 100m.

7. CONCLUSÕES E PROPOSTAS DE CONTINUIDADE

7.1. Conclusões

Os novos ajustes ao cálculo do fator dinâmico do método do modelo discreto da NBR6123 realizados neste trabalho, em continuidade àqueles feitos por ALGABA (2016), conduziram a um novo conjunto de ábacos propostos, de forma que o método forneça resultados mais próximos daqueles obtidos segundo a solução numérica modal no domínio da frequência. Os estudos foram estendidos para a verificação da validade dos ábacos quando consideradas formas modais com inversão do sinal, típicas do segundo modo de vibração na flexão.

Constatou-se que a metodologia do método do modelo discreto, tal como ele é apresentado na NBR6123, ainda que considerando os ajustes no fator dinâmico para adequação da resposta para o primeiro modo de flexão, quando aplicada para formas modais com inversão do sinal, fornece resultados muito inferiores àqueles obtidos através da solução numérica modal no domínio da frequência. Nos casos testados, a resposta segundo o MMD modificado resultou em respostas aproximadamente 1,50 vezes menores que a solução teórica. Desta forma, nas situações em que a resposta do segundo modo de vibração do edifício é significativa, foi proposto um fator de correção a ser aplicado ao correspondente fator dinâmico, obtido dos ábacos desenvolvidos para formas modais do tipo $(z/h)^{\gamma}$.

A segunda parte deste trabalho é voltada para a comparação do procedimento estático da NBR6123/1988 frente a outras normas internacionais, metodologias teóricas e resultados experimentais em túnel de vento. O procedimento estático da norma brasileira segue a metodologia da “rajada estática equivalente”, na qual é definida uma rajada de pico em função das dimensões da edificação. Esta metodologia não apresenta fundamentação consistente com o método do fator de rajada de Davenport, utilizado no procedimento para a análise dinâmica segundo a referida norma.

Desta forma, estudou-se a compatibilidade das duas metodologias quando aplicadas a estruturas que apresentam frequências de vibração no limiar entre o comportamento rígido e flexível. Constatou-se que as respostas alcançadas, em termos de esforço cortante e momento fletor na base, através da análise estática e dinâmica (pelo MMD modificado da norma brasileira) não convergem para um valor único, diferentemente do observado com as respostas calculadas através do procedimento normativo europeu.

Deste estudo, observou-se que a resposta estática segundo a NBR6123/1988 é significativamente inferior àquela alcançada através da solução numérica modal no domínio da frequência, considerando-se frequências superiores a 1Hz. Foi também possível constatar que o procedimento estático da NBR6123/1988 fornece resultados inferiores aos calculados segundo o Eurocódigo 1-4/2005 e ainda, na maioria das situações, também segundo a norma canadense NBCC/2010.

Visto essa subestimação das respostas estáticas pela norma brasileira, fez-se um estudo comparativo com resultados experimentais de modelos reduzidos em túnel de vento, realizados segundo a técnica HFPI, originalmente previstos para a situação de modelo com vizinhança, cuja configuração é determinante para as características da turbulência do escoamento no entorno do modelo. Foram analisados dois prédios isolados (sem vizinhança): o edifício padrão CAARC, e o edifício E16, ensaiados em condições de terreno distintas, com características da categoria III/IV e V da norma brasileira, respectivamente.

Os resultados do processamento dos dados experimentais, segundo a análise estática, apresentaram boa convergência com aqueles calculados através do procedimento estático da norma brasileira. No entanto, ao analisar os perfis de velocidade média e intensidade de turbulência simulados, foi constatado que, ainda que os perfis de velocidade média sejam compatíveis com os perfis teóricos para cada categoria de terreno, os perfis de intensidade de turbulência são significativamente menores, refletindo em espectros de força modal simulados inferiores aos teóricos. Isto indica que, caso os perfis de intensidade de turbulência fossem de mesma magnitude que os teóricos, utilizados pela norma brasileira na definição das categorias de terreno, os resultados experimentais nos modelos isolados seriam superiores aos ora obtidos, e assim, superiores aos da NBR6123/1988.

Diversos autores, tais como, DYRBYE e HANSEN (1996), HOLMES (1997), HOLMES e ALLSOP (2013) e HOLMES *et al* (2014) realizaram estudos com o objetivo de melhor definir o tempo de rajada associado às dimensões das edificações, necessário na metodologia da “rajada estática equivalente”. Fazendo uma associação entre o filtro de média móvel e funções de admitância aerodinâmica, chegaram a definições do tempo de rajada significativamente inferiores ao estabelecido na norma brasileira.

Os tempos de rajada calculados através da proposta de DYRBYE e HANSEN (1996) e também daquela de HOLMES e ALLSOP (2013) e HOLMES *et al* (2014), foram aplicados ao procedimento normativo da atual norma brasileira. As respostas alcançadas são bastante próximas entre si e convergem para a calculada através da solução numérica modal no domínio da frequência, para frequências acima de 1Hz. Os

resultados também são próximos daqueles obtidos segundo o procedimento normativo europeu, e em alguns casos do canadense.

Ante ao que foi exposto, é possível concluir que a metodologia para a análise estática de estruturas submetidas ao vento, tal como é apresentada na norma brasileira atual, subestima a resposta da estrutura em termos de esforço cortante e momento fletor na base e ainda não fornece resultados em consonância com o procedimento dinâmico da mesma norma, após a modificação dos ábacos.

Desta forma, de acordo com os resultados alcançados neste trabalho e aqueles publicados pelos autores que estudaram a metodologia da “rajada estática equivalente”, a associação dos tempos de rajada com as áreas efetivas de atuação do vento, presentes na NBR6123/1988, deve ser revisada. Os estudos indicam que rajadas com duração de 3s devem ser associadas a edifícios altos e não a elementos de vedação ou edificações cuja maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20m, conforme preconizado pela norma brasileira. No entanto, estudos mais aprofundados devem ainda ser desenvolvidos de maneira a se estabelecer de forma fundamentada a relação entre o tempo de rajada e o tamanho da edificação.

7.2. Propostas para Continuidade

Como propostas para a continuidade deste trabalho, sugere-se:

A obtenção de resultados experimentais de modelos reduzidos em túnel de vento, utilizando a técnica HFPI, com a simulação do perfil de intensidade de turbulência consistente com a definição da categoria de terreno considerada, de forma a tornar possível a comparação com os resultados obtidos segundo o procedimento normativo para a análise estática da norma brasileira. Os ensaios devem ser realizados em modelos isolados e sugere-se que estes representem protótipos com alturas e dimensões em planta variadas, inclusive prédios com alturas baixas, como por exemplo, 10m, 25m e 50m. Sugere-se também a comparação com resultados de ensaios em túnel de vento disponíveis em outros bancos de dados, tal como o *NatHaz Aerodynamic Loads Database*, acessado através do endereço eletrônico <http://www.nd.edu/~nathaz/>. A base de dados é composta por resultados experimentais obtidos através da técnica HFBB (*High-Frequency Base Balance*). Também é indicada a comparação das respostas estáticas obtidas através das normas brasileira e australiana.

Os resultados do processamento dos dados experimentais também podem ser comparados aos resultados obtidos através da solução NFREQ adotando-se o espectro da componente longitudinal da turbulência de KAIMAL (1972, *apud* SIMIU e SCANLAN, 1996), possivelmente o seja mais adequado para este confronto.

Com os dados experimentais e através da proposta de definição do tempo de rajada por meio da compatibilização dos fatores de pico, publicada por HOLMES e ALLSOP (2013) e HOLMES *et al* (2014), estabelecer de forma correta a relação entre o tempo de rajada e o tamanho das edificações. Posteriormente, realizar ajustes nos parâmetros p , b e Fr da NBR6123 de forma a torná-los compatíveis com os novos tempos de rajada a serem definidos.

Verificar a validade dos ábacos do método do modelo discreto para modos de torção. Caso não sejam válidos, realizar um estudo análogo àquele realizado para a forma modal do 2º modo de flexão, de maneira a propor coeficientes de ajuste para a adequação dos ábacos a este modo de vibração.

Propõe-se também a verificação da validade dos ábacos para definição do fator dinâmico do MMD, usados em conjunto com o coeficiente corretor C_2 , próprio para forma modal apresentando apenas uma inversão do sinal, para a obtenção da resposta dinâmica para modos de vibração com mais de uma inversão de sinal, como por exemplo o 3ª modo de flexão típico de prédios. É esperado que o coeficiente corretor aplicável ao 2º modo de flexão seja válido para o 3º modo de flexão, fornecendo respostas conservadoras.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALGABA, F.G., 2016, *Avaliação de Métodos Teóricos para Estimativa de Comportamento de Edifícios Altos Sob a Ação de Vento Turbulento*. Dissertação M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

ALGABA, F.G., PFEIL, M. S., BATTISTA, R., 2016, “Avaliação de métodos teóricos para estimativa de comportamento de edificações flexíveis sob a ação de vento turbulento”. In: *IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas*, Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT, 1988. NBR-6123: *Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro.

BELJAARS, A.C.M., 1987, “The influence of sampling and filtering on measured wind gusts”, *Journal of Atmospheric and Oceanic Technology*, v.4, pp. 613-626.

BLESSMANN, J., 1984, “Determinação do intervalo de tempo e do perfil de velocidades medias do vento”, *Revista Brasileira de Engenharia, Caderno de Engenharia Estrutural*, v.2, n.2, pp.19-47.

BLESSMANN, J., 1988, *Intervalo de tempo para cálculo da velocidade básica do vento*. 3.ed. UFRGS, Porto Alegre.

BLESSMANN, J., 2005, *Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento*. 2. ed. Editora da UFRGS, Porto Alegre.

BLESSMANN, J., 2013, *O vento na engenharia estrutural*. 2.ed. Editora da UFRGS, Porto Alegre.

CARDOSO Jr., S., 2011, *Edificações flexíveis sob ação dinâmica de vento turbulento*. Dissertação M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

CARINI, M.R., 2017, *Resposta dinâmica em torção de edifícios sob ação do vento*. Dissertação M.Sc., Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, Brasil.

CARVALHO, C., 2015, *Resposta dinâmica de edificações sob ação de vento turbulento*. Dissertação M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

CLOUGH, R.W., PENZIEN, J., 1995, *Dynamics of Structures*. 3.ed. Computers & Structures, Inc. Berkeley.

COOK, N.J., 2007, *Designers' Guide to EN 1991-1-4 Eurocode 1: Actions on structures, general actions part 1-4: Wind actions*. London, Thomas Telford.

DAVENPORT, A.G., 1961, *The application of statistical concepts to the wind loading of structures*. Proceedings, Institution of Civil Engineers, v.19, pp.449-472, London.

DAVENPORT, A.G., 1963, "The buffeting of structures by gusts". *International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures*, pp.357-391, Teddington, England, 26-28 June.

DAVENPORT, A.G., 1967, "Gust loading factors", *Journal of Structural Division, ASCE*, v.93, pp. 11-34.

DURST, C.S., 1960, "Wind speeds over short periods of time", *The Meteorological Magazine*, v.89, pp.181-186.

DYRBYE, C., HANSEN, S.O., 1996, *Wind Loads on Structures*. England, John Wiley & Sons.

EUROCÓDIGO 1, 2005, *Actions on structures – Part 1-4: General Actions – Wind actions*. EN1991-1-4:2005. The European Standard.

GALINDEZ, E., 1979, *Resposta dinâmica de estruturas na direção da velocidade média do vento*. Dissertação M.Sc., UFRGS, Rio Grande do Sul, RS, Brasil.

HARRIS, R.I., 1970, "The nature of the Wind". In: *The Modern Design of Wind Sensitive Structures, Construction Industry Research and Information Association*, paper 3, pp. 29-55, London.

HOLMES, J.D., 1997, "Equivalent time averaging in wind engineering", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v.72, pp. 411-419.

HOLMES, J.D., ALLSOP, A., 2013, "Gust durations and effective frontal areas – with applications to codes and standards". In: *The 12th Americas Conference on Wind Engineering (12ACWE)*, Seattle, Washington, USA.

HOLMES, J.D., 2015, *Wind Loading of Structures*. 3ed. Australia, Taylor & JDH Consulting.

HOLMES, J.D., ALLSOP, A., GINGER, J.D., 2014, “Gust durations, gust factors and gust response factors in wind codes and standards”, *Wind and Structures*, v.19, pp. 339–352.

INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR WIND ENGINEERING (IAWE), 2012. *International HFBB Comparison Project - Building B Summary results*. <http://www.iawe.org/>. Acesso em: 01/10/2016.

KWON, D.K., KAREEM A., 2013, “Comparative study of major international wind codes and standards for wind effects on tall buildings”, *Engineering Structures*, v.51, pp. 23-35.

LAWSON, T.V., 1980, *Wind effects on buildings*. Vol.1 - Design applications. London, Applied Science Publishers.

LOREDO-SOUZA, A.M, SCHETTINI, E.B.C, PALUCH, M.J, 2004, “Simulação da Camada Limite Atmosférica em Túnel de Vento”. In: Möller, S. V., Silvestrini J. H. (eds), *Turbulência*, v.4, cap. 5, Rio de Janeiro, Brasil, Associação Brasileira de Engenharia e Ciências Mecânicas.

LOREDO-SOUZA, A.M., 2018. *Correspondência privada*.

MELBOURNE, W.H., 1980, “Comparison of measurements on the CAARC standard tall building model in simulated wind flows”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v.6, pp. 73-88.

NATIONAL RESEARCH COUNCIL OF CANADA - NRCC, 2010. *National Building Code of Canada*. Ottawa, NRC Publications.

OLIVEIRA, M.G.K., 2009. *Desenvolvimento de uma balança dinâmica de três graus de liberdade para estudo dos efeitos de flexo-torção em edifícios altos submetidos à ação do vento*. Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, Brasil.

RAO, S., 2008. *Vibrações mecânicas*. São Paulo, Pearson Prentice Hall.

RIERA, J., GALINDEZ, E, 1979. “Determinación de la acción dinàmica del viento em normas sobre cargas em las construcciones”. In: *XX Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural*, Córdoba, Argentina.

ROCHA, M.M., LOREDO-SOUZA, A.M., 2016, *Base de dados do LAC/UFRGS para análise da resposta dinàmica de edifícios altos por HFPI*. Correspondência privada, LAC/PPGEC/UFRGS.

SARTORI, F.C., 2010, *Uma comparação de método para avaliar a resposta dinàmica de edifícios altos em túnel de vento*. Dissertação M.Sc., Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, Brasil.

SIMIUI, E., 1981, “Modern developments in wind engineering: part 1”, *Engineering Structures*, v.3, pp.233-241.

SIMIUI, E., SCANLAN, R., 1996, *Wind Effects on Structures.* , 3rd Ed. John Wiley & Sons.

STANDARDS AUSTRALIA AND STANDARDS NEW ZEALAND, 2011, *Structural Design Actions. Part 2: Wind Actions*, Australian/New Zealand Standard. AS/NZS 1170.2:2011 (amended 2012 and 2013). Standards Australia, Sydney, and Standards New Zealand, Wellington.

TAMURA, Y., KAREEM, A., 2013, *Advanced Structural Wind Engineering*. Japan, Springer.

VICKERY, B.J., 1965, *On the flow behind a coarse grid and its use as a model of atmospheric turbulence in studies related to wind loads on buildings*. Aero Report 1143, National Physical Laboratory, England.

ANEXO A - Coeficientes Corretores

A seguir são apresentados os gráficos com os valores do C_{corr} em função da relação $\frac{V_p}{f.L}$, calculados para os prédios com altura de 50m (prédios 4, 5 e 6) e 100m (prédios 7, 8 e 9), para $\zeta=1\%$, e 200m (prédios 10, 11 e 12), para $\zeta=2\%$, considerando a forma modal do tipo $\phi = z/h$ e a forma modal típica do 2º modo de flexão (eq. (5.12), com $n=2$).

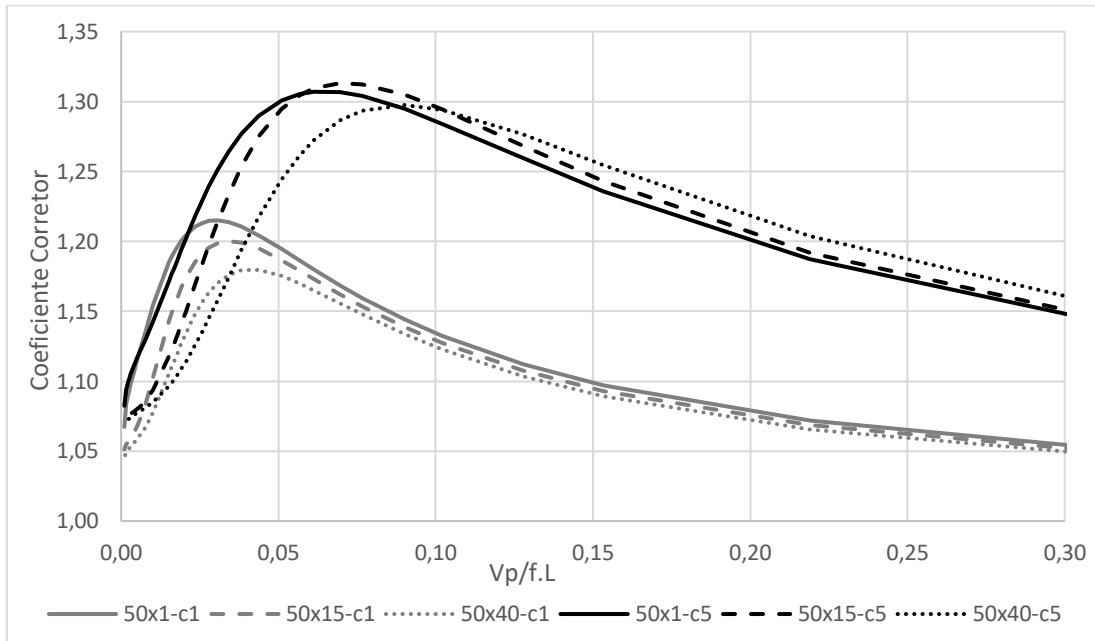


Figura A. 1– Gráfico com o C_{corr} variando conforme a relação $V_p/f.L$ para os prédios com 50m de altura, categorias de terreno I e V, $\phi = z/h$ e $\zeta=1\%$

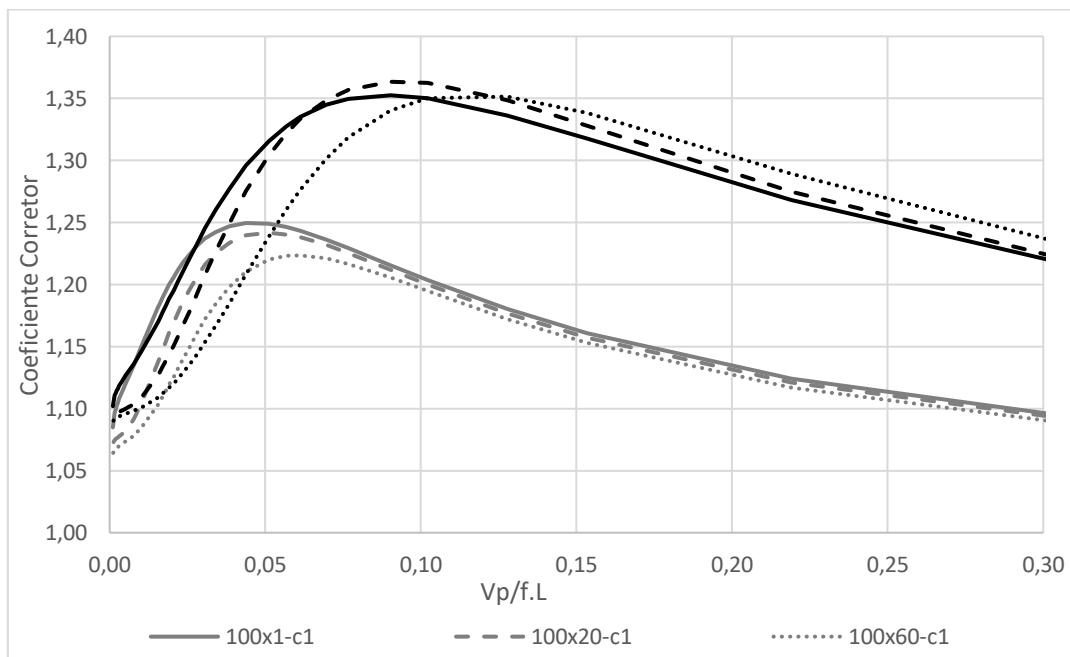


Figura A. 2– Gráfico com o C_{corr} variando conforme a relação $V_p/f.L$ para os prédios com 100m de altura, categorias de terreno I e V, $\phi = z/h$ e $\zeta=1\%$

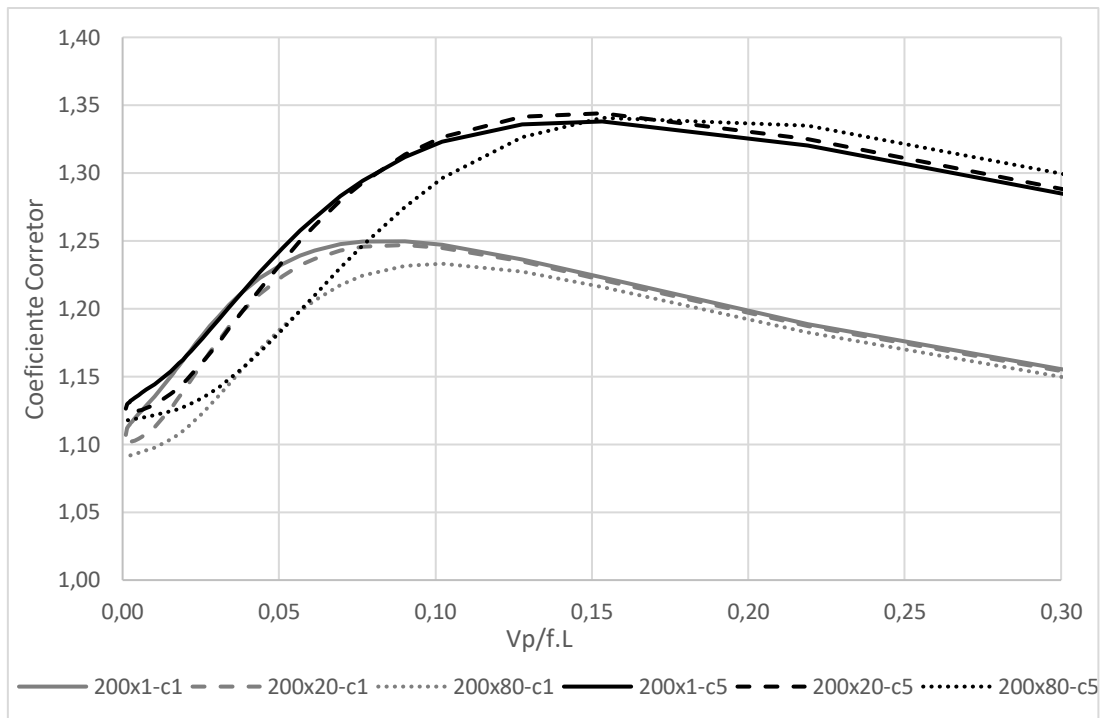


Figura A. 3– Gráfico com o C_{corr} variando conforme a relação $V_p/f.L$ para os prédios com 200m de altura, categorias de terreno I e V, $\phi = z/h$ e $\zeta=2\%$

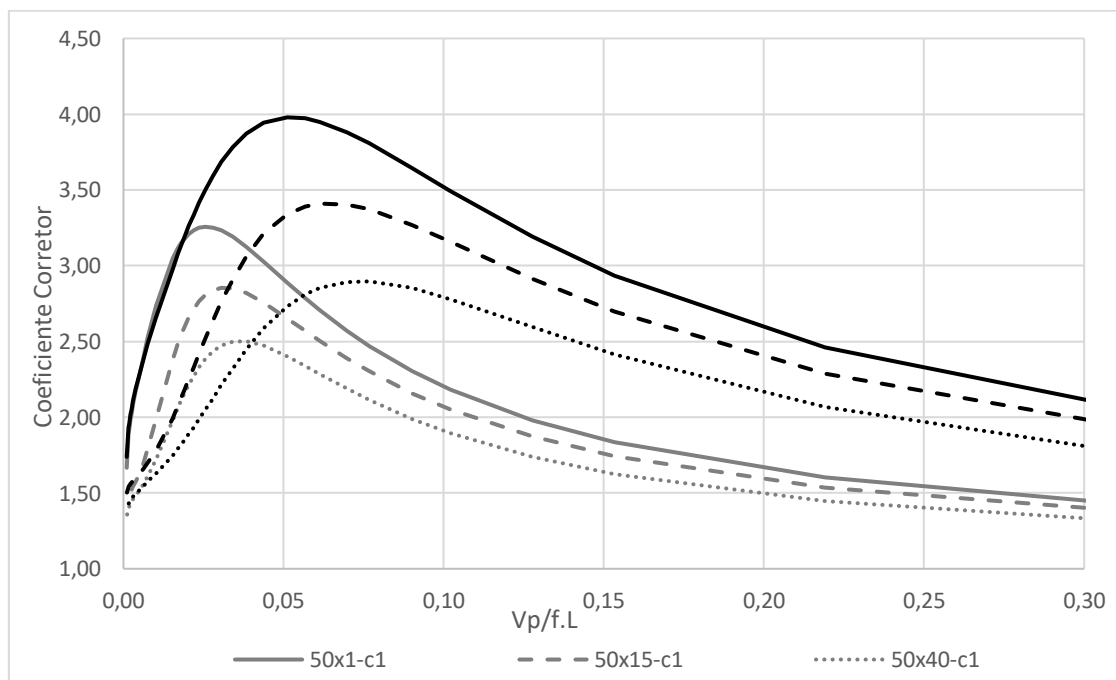


Figura A. 4– Gráfico com o C_{corr} variando conforme a relação $V_p/f.L$ para os prédios com 50m de altura, categorias de terreno I e V, para forma modal do 2º modo de flexão e $\zeta=1\%$

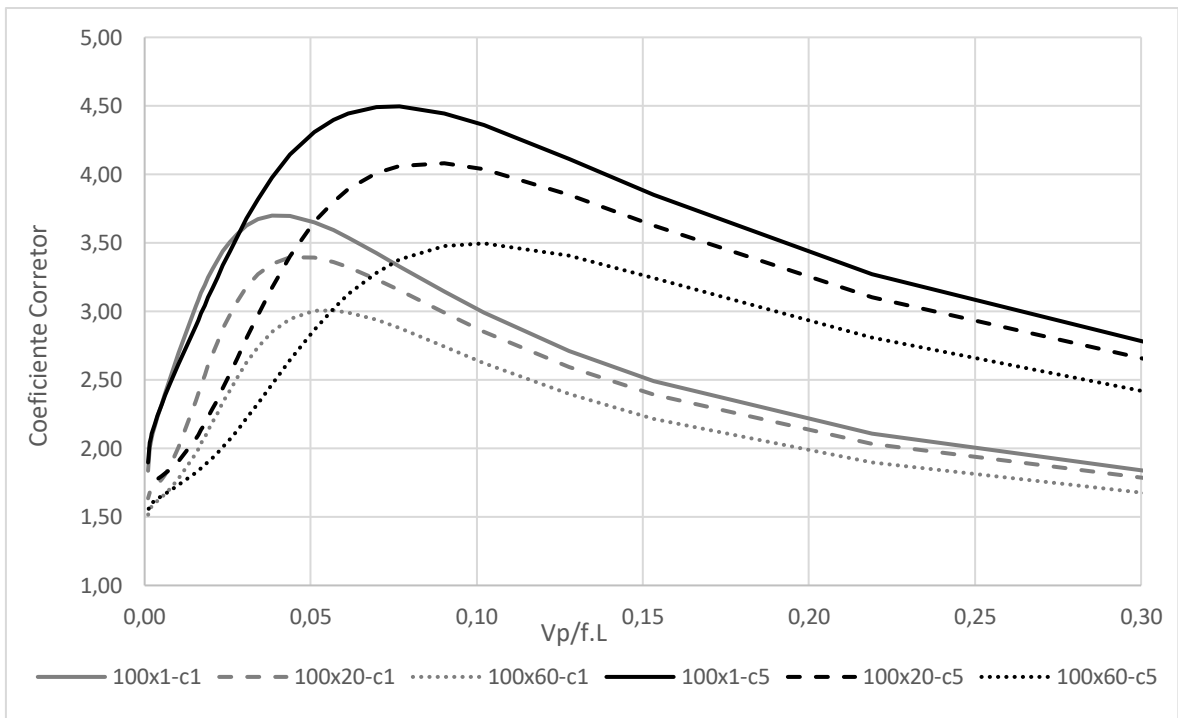


Figura A. 5– Gráfico com o C_{corr} variando conforme a relação $V_p/f.L$ para os prédios com 100m de altura, categorias de terreno I e V, para forma modal do 2º modo de flexão e $\zeta=1\%$

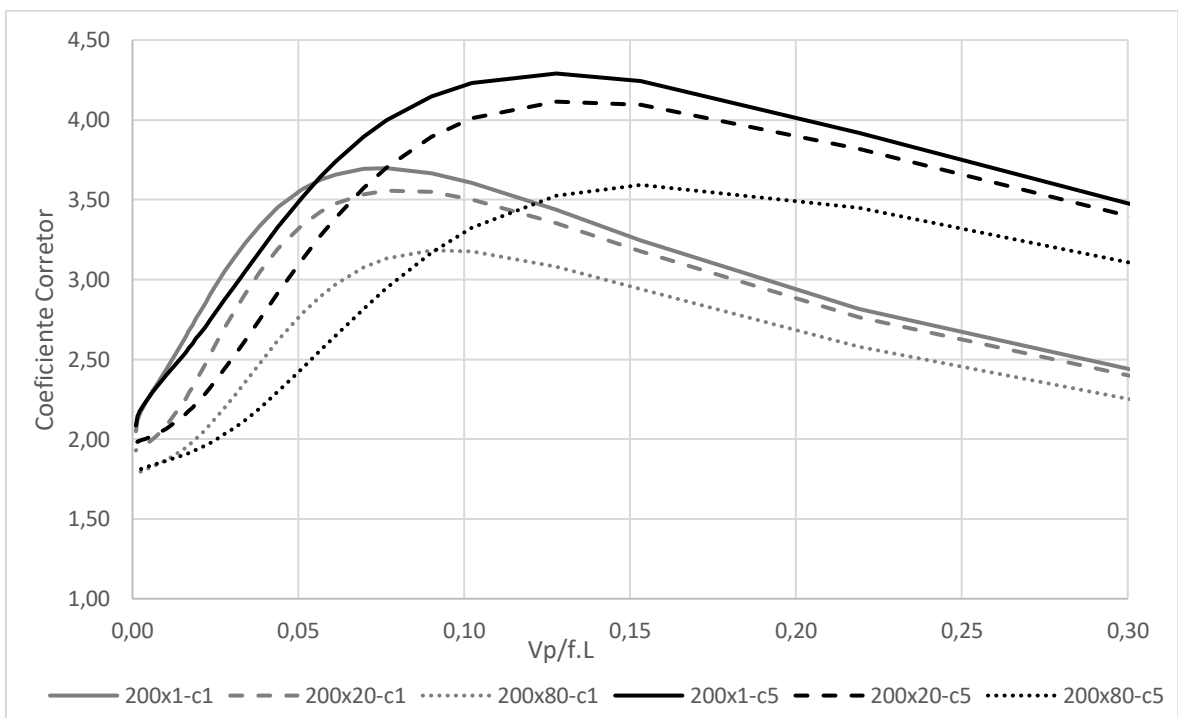


Figura A. 6– Gráfico com o C_{corr} variando conforme a relação $V_p/f.L$ para os prédios com 200m de altura, categorias de terreno I e V, para forma modal do 2º modo de flexão e $\zeta=2\%$

ANEXO B – Conjunto de novos ábacos para a NBR6123

Neste anexo são apresentados os novos ábacos propostos que definem o fator dinâmico ξ para o item 9 da NBR 6123. Cada ábaco corresponde a uma das cinco categorias de terreno da norma e coeficiente de amplificação dinâmica ($\zeta = 1\%$ ou 2%). Os ábacos estão acompanhados de tabelas que visam facilitar a aplicação do método. É ainda apresentada uma tabela com os valores que compõem o ábaco que fornece o coeficiente corretor para fator dinâmico ξ (C_2), utilizado nos casos em que há a consideração do segundo modo de vibração.

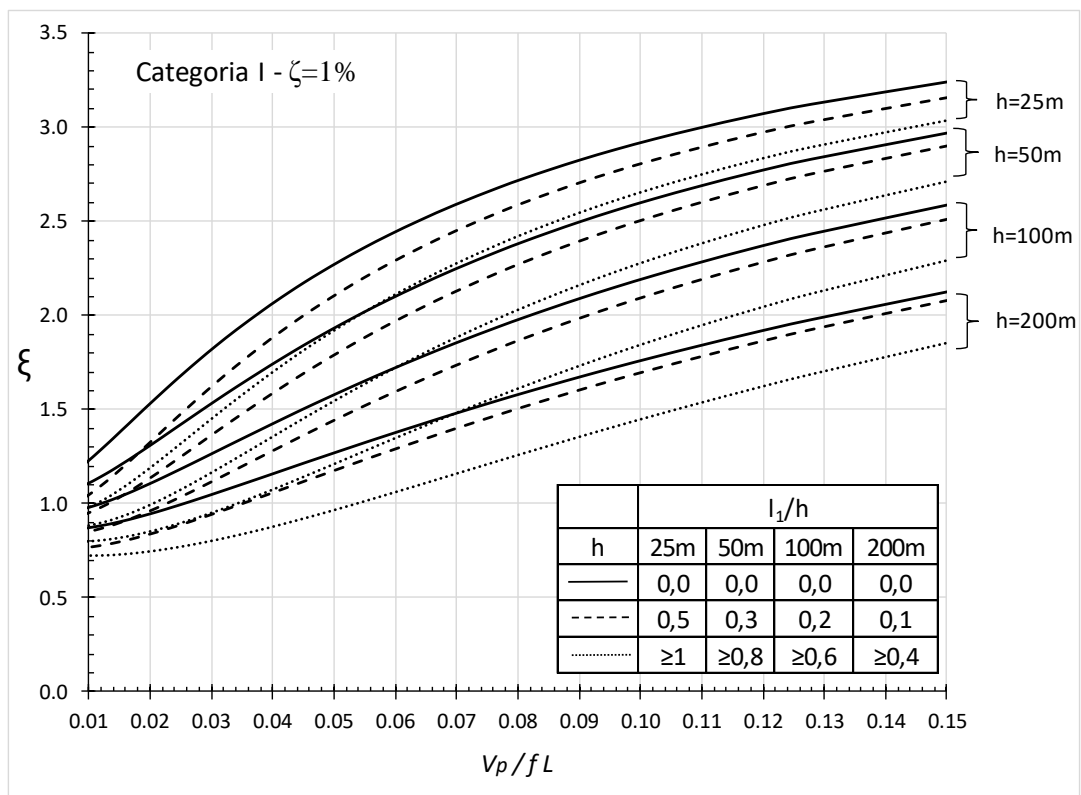


Figura B. 1- Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria I e taxa de amortecimento $\zeta = 1\%$

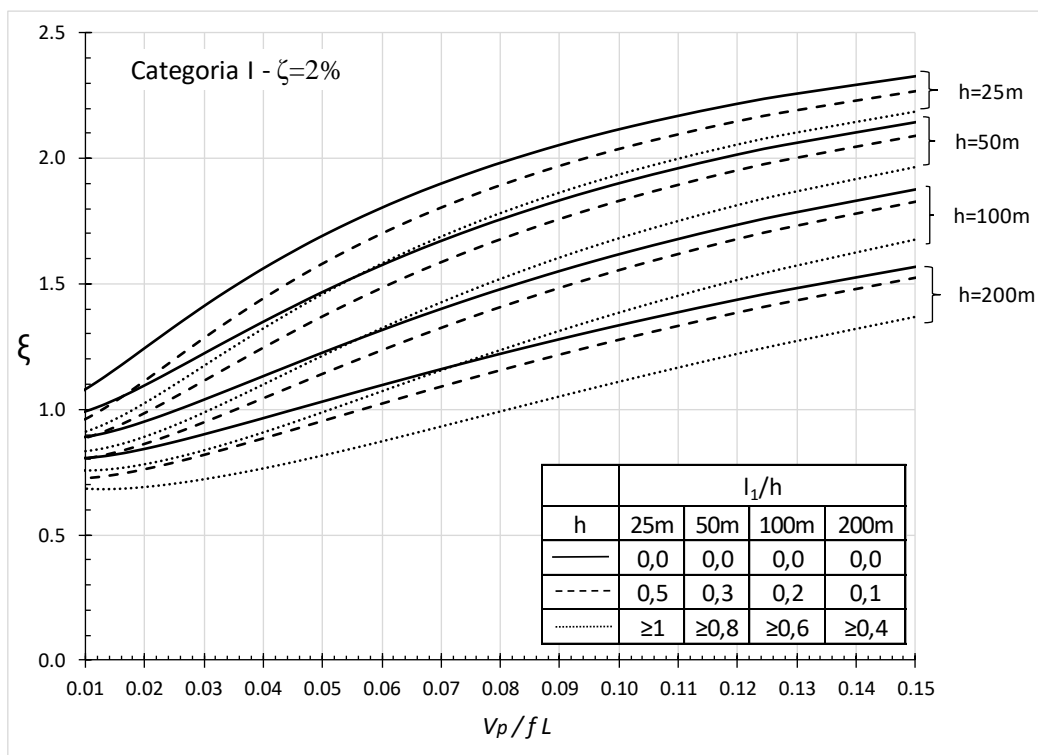


Figura B. 2- Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria I e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$

Tabela B. 1 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria I e taxa de amortecimento $\zeta=1\%$

h	25m			50m			100m			200m		
\bar{V}_p	L_1/h			L_1/h			L_1/h			L_1/h		
$f_j L$	0,0	0,5	≥ 1	0,0	0,3	$\geq 0,8$	0,0	0,2	$\geq 0,6$	0,0	0,1	$\geq 0,4$
0,153	3,258	3,177	3,056	2,994	2,922	2,737	2,609	2,539	2,322	2,149	2,102	1,876
0,128	3,122	3,028	2,893	2,833	2,751	2,547	2,432	2,352	2,118	1,978	1,924	1,685
0,118	3,057	2,958	2,817	2,759	2,672	2,461	2,353	2,268	2,029	1,905	1,848	1,604
0,110	2,995	2,891	2,744	2,689	2,597	2,379	2,279	2,190	1,946	1,839	1,778	1,531
0,102	2,937	2,827	2,675	2,623	2,527	2,304	2,212	2,119	1,871	1,779	1,715	1,466
0,096	2,880	2,766	2,610	2,561	2,460	2,232	2,149	2,052	1,801	1,724	1,658	1,407
0,090	2,826	2,707	2,547	2,501	2,397	2,165	2,090	1,989	1,736	1,674	1,605	1,354
0,085	2,774	2,651	2,486	2,445	2,337	2,101	2,035	1,931	1,677	1,628	1,556	1,306
0,081	2,724	2,597	2,429	2,392	2,280	2,041	1,985	1,877	1,622	1,586	1,512	1,263
0,077	2,676	2,545	2,374	2,341	2,226	1,985	1,937	1,826	1,571	1,547	1,470	1,223
0,070	2,587	2,448	2,272	2,247	2,126	1,881	1,850	1,734	1,481	1,477	1,397	1,155
0,064	2,503	2,358	2,178	2,162	2,035	1,789	1,774	1,653	1,403	1,417	1,333	1,097
0,059	2,427	2,276	2,093	2,086	1,953	1,707	1,707	1,581	1,336	1,366	1,278	1,049
0,055	2,356	2,200	2,015	2,017	1,879	1,634	1,647	1,518	1,278	1,320	1,230	1,008
0,051	2,290	2,129	1,942	1,953	1,812	1,568	1,593	1,461	1,227	1,280	1,188	0,974
0,048	2,230	2,063	1,876	1,896	1,750	1,510	1,546	1,410	1,183	1,245	1,151	0,944
0,045	2,173	2,003	1,816	1,843	1,694	1,457	1,503	1,365	1,144	1,214	1,118	0,919
0,043	2,120	1,946	1,759	1,795	1,643	1,409	1,464	1,324	1,110	1,186	1,088	0,897

h	25m			50m			100m			200m		
\bar{V}_p	L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h		
$f_j L$	0,0	0,5	≥1	0,0	0,3	≥0,8	0,0	0,2	≥0,6	0,0	0,1	≥0,4
0,040	2,071	1,893	1,707	1,750	1,595	1,366	1,428	1,287	1,080	1,160	1,061	0,878
0,038	2,025	1,844	1,659	1,709	1,552	1,327	1,396	1,254	1,054	1,138	1,038	0,861
0,034	1,923	1,735	1,555	1,620	1,458	1,245	1,328	1,183	1,000	1,090	0,988	0,829
0,031	1,835	1,643	1,468	1,547	1,381	1,181	1,273	1,127	0,959	1,053	0,949	0,804
0,028	1,759	1,563	1,395	1,485	1,317	1,129	1,228	1,081	0,928	1,023	0,918	0,786
0,026	1,694	1,495	1,334	1,433	1,263	1,087	1,191	1,044	0,903	0,998	0,893	0,772
0,024	1,637	1,437	1,283	1,389	1,218	1,054	1,160	1,014	0,884	0,978	0,873	0,761
0,022	1,587	1,386	1,239	1,351	1,180	1,026	1,133	0,988	0,868	0,961	0,856	0,753
0,020	1,543	1,342	1,202	1,319	1,148	1,004	1,111	0,967	0,856	0,947	0,842	0,746
0,019	1,505	1,303	1,170	1,290	1,120	0,985	1,092	0,949	0,846	0,935	0,830	0,741
0,018	1,470	1,269	1,142	1,266	1,096	0,969	1,076	0,934	0,837	0,925	0,820	0,736
0,017	1,439	1,239	1,118	1,244	1,075	0,955	1,061	0,921	0,830	0,916	0,811	0,733
0,016	1,411	1,213	1,098	1,225	1,057	0,944	1,049	0,910	0,825	0,909	0,804	0,730
0,015	1,387	1,190	1,080	1,208	1,042	0,935	1,038	0,901	0,820	0,903	0,798	0,728
0,014	1,343	1,150	1,050	1,180	1,015	0,919	1,020	0,885	0,813	0,892	0,788	0,725
0,013	1,308	1,118	1,027	1,157	0,995	0,908	1,006	0,873	0,808	0,884	0,781	0,723
0,011	1,254	1,072	0,995	1,124	0,966	0,893	0,986	0,857	0,802	0,874	0,771	0,721
0,010	1,233	1,054	0,984	1,111	0,956	0,889	0,979	0,852	0,800	0,870	0,768	0,721

Tabela B. 2 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria I e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$

h	25m			50m			100m			200m		
\bar{V}_p	L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h		
$f_j L$	0,0	0,5	≥1	0,0	0,3	≥0,8	0,0	0,2	≥0,6	0,0	0,1	≥0,4
0,153	2,339	2,282	2,199	2,156	2,107	1,979	1,890	1,843	1,694	1,581	1,540	1,386
0,128	2,250	2,186	2,093	2,051	1,995	1,856	1,775	1,721	1,562	1,473	1,425	1,263
0,118	2,208	2,140	2,043	2,003	1,944	1,800	1,724	1,666	1,504	1,427	1,376	1,211
0,110	2,167	2,096	1,995	1,957	1,894	1,746	1,675	1,615	1,450	1,384	1,331	1,165
0,102	2,128	2,053	1,950	1,913	1,848	1,696	1,631	1,569	1,401	1,346	1,290	1,124
0,096	2,091	2,013	1,906	1,872	1,804	1,650	1,590	1,525	1,356	1,312	1,253	1,087
0,090	2,055	1,974	1,865	1,833	1,763	1,606	1,552	1,485	1,315	1,280	1,220	1,054
0,085	2,020	1,937	1,825	1,796	1,723	1,564	1,516	1,447	1,277	1,251	1,189	1,024
0,081	1,987	1,901	1,787	1,761	1,686	1,525	1,483	1,412	1,242	1,225	1,161	0,997
0,077	1,956	1,867	1,752	1,728	1,651	1,489	1,453	1,380	1,210	1,201	1,135	0,973
0,070	1,896	1,804	1,685	1,667	1,586	1,423	1,397	1,321	1,154	1,158	1,089	0,931
0,064	1,842	1,745	1,625	1,612	1,528	1,365	1,349	1,270	1,106	1,121	1,050	0,896
0,059	1,792	1,691	1,570	1,563	1,475	1,313	1,306	1,225	1,064	1,090	1,016	0,867
0,055	1,746	1,642	1,520	1,518	1,428	1,267	1,268	1,185	1,029	1,062	0,987	0,843
0,051	1,704	1,597	1,474	1,478	1,386	1,226	1,235	1,151	0,998	1,038	0,961	0,823
0,048	1,665	1,556	1,433	1,442	1,348	1,191	1,206	1,120	0,972	1,017	0,939	0,806
0,045	1,629	1,517	1,394	1,409	1,313	1,158	1,179	1,092	0,949	0,999	0,919	0,791
0,043	1,596	1,482	1,360	1,379	1,281	1,129	1,156	1,068	0,929	0,982	0,902	0,778

h	25m			50m			100m			200m		
$\frac{\bar{V}_p}{f_j L}$	L_1/h			L_1/h			L_1/h			L_1/h		
$f_j L$	0,0	0,5	≥ 1	0,0	0,3	$\geq 0,8$	0,0	0,2	$\geq 0,6$	0,0	0,1	$\geq 0,4$
0,040	1,565	1,450	1,328	1,352	1,253	1,104	1,135	1,046	0,912	0,967	0,887	0,767
0,038	1,537	1,419	1,299	1,327	1,226	1,081	1,116	1,026	0,896	0,954	0,873	0,757
0,034	1,474	1,353	1,236	1,273	1,170	1,033	1,076	0,985	0,865	0,926	0,845	0,739
0,031	1,421	1,298	1,185	1,230	1,125	0,996	1,044	0,953	0,842	0,905	0,823	0,725
0,028	1,376	1,251	1,142	1,193	1,088	0,966	1,018	0,927	0,824	0,887	0,805	0,714
0,026	1,337	1,211	1,107	1,164	1,058	0,943	0,997	0,906	0,810	0,873	0,792	0,706
0,024	1,304	1,178	1,078	1,138	1,032	0,924	0,980	0,889	0,800	0,862	0,780	0,700
0,022	1,275	1,149	1,053	1,117	1,011	0,909	0,966	0,875	0,791	0,852	0,771	0,696
0,020	1,250	1,124	1,033	1,099	0,993	0,896	0,954	0,864	0,784	0,845	0,764	0,692
0,019	1,228	1,102	1,015	1,084	0,978	0,886	0,944	0,854	0,779	0,838	0,757	0,689
0,018	1,209	1,083	1,000	1,070	0,964	0,877	0,935	0,846	0,774	0,833	0,752	0,687
0,017	1,191	1,066	0,987	1,059	0,953	0,870	0,928	0,839	0,770	0,828	0,747	0,686
0,016	1,176	1,052	0,975	1,049	0,943	0,864	0,922	0,833	0,767	0,824	0,744	0,684
0,015	1,163	1,039	0,966	1,040	0,935	0,859	0,917	0,828	0,765	0,821	0,741	0,684
0,014	1,140	1,018	0,950	1,025	0,921	0,851	0,908	0,820	0,762	0,816	0,736	0,683
0,013	1,121	1,001	0,937	1,014	0,910	0,845	0,901	0,813	0,759	0,812	0,732	0,682
0,011	1,092	0,976	0,920	0,998	0,895	0,838	0,893	0,805	0,757	0,808	0,727	0,683
0,010	1,082	0,967	0,914	0,992	0,890	0,835	0,890	0,802	0,757	0,806	0,726	0,684

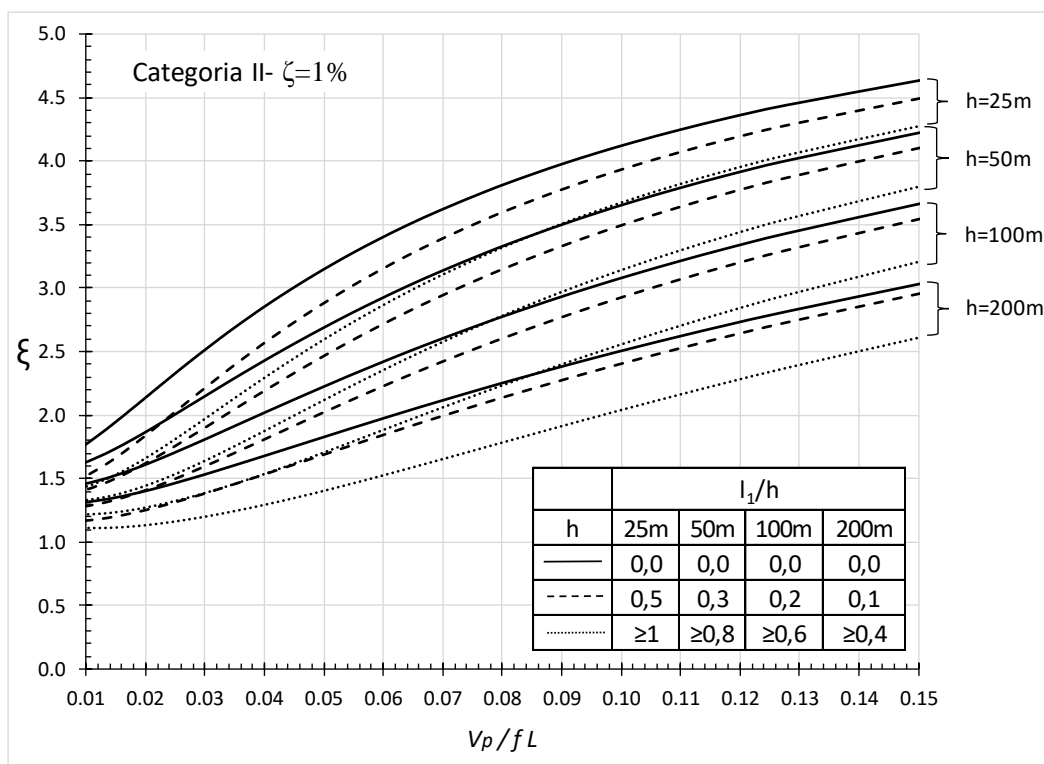


Figura B. 3 - Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria II e taxa de amortecimento $\zeta=1\%$

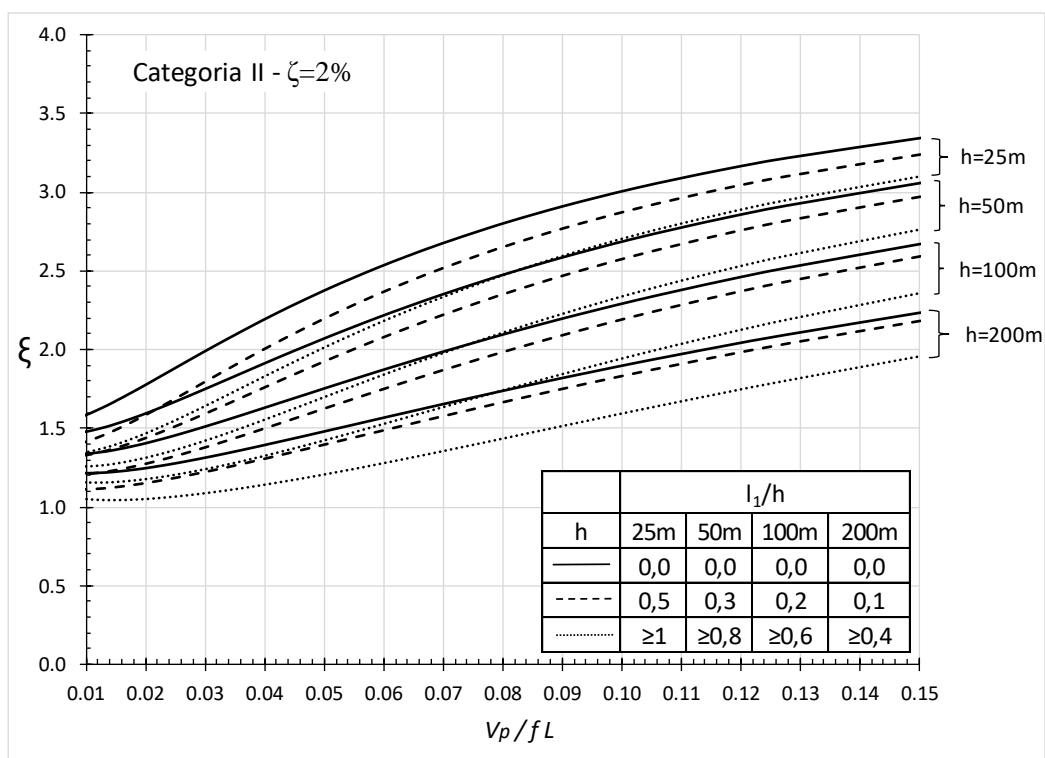


Figura B. 4 - Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria II e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$

Tabela B. 3 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria II e taxa de amortecimento $\zeta=1\%$

h	25m			50m			100m			200m		
	L_1/h			L_1/h			L_1/h			L_1/h		
\bar{V}_p	0,0	0,5	≥ 1	0,0	0,3	$\geq 0,8$	0,0	0,2	$\geq 0,6$	0,0	0,1	$\geq 0,4$
$f_j L$	0,0	0,5	≥ 1	0,0	0,3	$\geq 0,8$	0,0	0,2	$\geq 0,6$	0,0	0,1	$\geq 0,4$
0,153	4,662	4,519	4,312	4,255	4,133	3,832	3,697	3,583	3,244	3,063	2,988	2,646
0,128	4,441	4,277	4,050	4,004	3,865	3,539	3,432	3,301	2,943	2,815	2,729	2,372
0,118	4,340	4,167	3,931	3,892	3,745	3,409	3,316	3,179	2,813	2,711	2,620	2,258
0,110	4,243	4,062	3,818	3,785	3,632	3,287	3,210	3,066	2,695	2,617	2,522	2,157
0,102	4,151	3,962	3,711	3,686	3,525	3,174	3,112	2,962	2,588	2,532	2,433	2,068
0,096	4,063	3,867	3,610	3,593	3,425	3,069	3,021	2,865	2,490	2,455	2,352	1,987
0,090	3,980	3,776	3,514	3,505	3,331	2,971	2,937	2,776	2,400	2,385	2,278	1,915
0,085	3,899	3,689	3,423	3,421	3,242	2,879	2,860	2,693	2,318	2,321	2,210	1,850
0,081	3,824	3,607	3,337	3,344	3,159	2,793	2,788	2,617	2,243	2,262	2,148	1,792
0,077	3,751	3,529	3,255	3,270	3,080	2,713	2,721	2,546	2,174	2,208	2,091	1,739
0,070	3,616	3,383	3,104	3,135	2,936	2,568	2,600	2,418	2,053	2,113	1,990	1,649
0,064	3,494	3,250	2,968	3,015	2,808	2,442	2,496	2,307	1,950	2,032	1,904	1,574
0,059	3,380	3,127	2,844	2,906	2,691	2,329	2,403	2,208	1,862	1,961	1,829	1,511
0,055	3,276	3,016	2,733	2,809	2,588	2,231	2,321	2,122	1,787	1,899	1,764	1,459
0,051	3,180	2,913	2,631	2,720	2,494	2,144	2,249	2,046	1,722	1,845	1,707	1,415
0,048	3,092	2,819	2,539	2,641	2,409	2,066	2,184	1,978	1,667	1,798	1,658	1,378
0,045	3,011	2,733	2,455	2,568	2,333	1,998	2,127	1,918	1,618	1,756	1,614	1,346
0,043	2,936	2,653	2,379	2,503	2,263	1,937	2,075	1,864	1,576	1,719	1,575	1,318
0,040	2,867	2,579	2,309	2,443	2,200	1,883	2,028	1,816	1,539	1,686	1,540	1,295

h	25m			50m			100m			200m		
\bar{V}_p	L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h		
$f_j L$	0,0	0,5	≥1	0,0	0,3	≥0,8	0,0	0,2	≥0,6	0,0	0,1	≥0,4
0,038	2,803	2,512	2,245	2,388	2,143	1,834	1,986	1,773	1,507	1,656	1,509	1,274
0,034	2,661	2,363	2,108	2,270	2,019	1,733	1,897	1,682	1,441	1,593	1,444	1,233
0,031	2,540	2,238	1,997	2,173	1,919	1,655	1,825	1,610	1,392	1,544	1,394	1,203
0,028	2,439	2,135	1,907	2,093	1,839	1,594	1,767	1,553	1,355	1,505	1,354	1,180
0,026	2,353	2,048	1,833	2,027	1,772	1,546	1,720	1,508	1,327	1,474	1,323	1,164
0,024	2,278	1,973	1,771	1,971	1,716	1,507	1,680	1,470	1,304	1,448	1,297	1,150
0,022	2,214	1,910	1,720	1,924	1,670	1,476	1,648	1,439	1,286	1,427	1,276	1,140
0,020	2,157	1,855	1,676	1,883	1,631	1,450	1,620	1,414	1,272	1,409	1,258	1,132
0,019	2,108	1,809	1,640	1,848	1,598	1,429	1,597	1,392	1,260	1,394	1,244	1,126
0,018	2,065	1,768	1,609	1,818	1,570	1,412	1,577	1,374	1,251	1,382	1,232	1,121
0,017	2,027	1,734	1,584	1,793	1,547	1,398	1,560	1,360	1,244	1,372	1,222	1,117
0,016	1,992	1,702	1,561	1,769	1,525	1,385	1,545	1,346	1,237	1,363	1,213	1,114
0,015	1,962	1,676	1,542	1,750	1,508	1,376	1,532	1,336	1,233	1,355	1,206	1,112
0,014	1,910	1,631	1,510	1,716	1,478	1,360	1,511	1,318	1,225	1,343	1,194	1,109
0,013	1,868	1,596	1,486	1,690	1,456	1,348	1,495	1,305	1,220	1,334	1,185	1,107
0,011	1,805	1,545	1,453	1,652	1,425	1,334	1,472	1,287	1,215	1,322	1,174	1,107
0,010	1,780	1,527	1,441	1,638	1,414	1,330	1,464	1,281	1,213	1,317	1,170	1,107

Tabela B. 4 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria II e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$

h	25m			50m			100m			200m		
\bar{V}_p	L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h		
$f_j L$	0,0	0,5	≥1	0,0	0,3	≥0,8	0,0	0,2	≥0,6	0,0	0,1	≥0,4
0,153	3,357	3,259	3,117	3,078	2,994	2,788	2,694	2,616	2,385	2,256	2,206	1,975
0,128	3,213	3,102	2,947	2,914	2,820	2,598	2,522	2,434	2,192	2,097	2,040	1,801
0,118	3,147	3,029	2,869	2,840	2,741	2,514	2,447	2,355	2,109	2,030	1,970	1,729
0,110	3,082	2,959	2,794	2,770	2,667	2,434	2,377	2,281	2,033	1,970	1,907	1,666
0,102	3,022	2,894	2,725	2,706	2,598	2,361	2,314	2,214	1,965	1,916	1,851	1,610
0,096	2,963	2,831	2,658	2,644	2,532	2,293	2,255	2,152	1,902	1,867	1,799	1,560
0,090	2,908	2,771	2,595	2,587	2,471	2,230	2,201	2,095	1,846	1,823	1,753	1,516
0,085	2,856	2,715	2,536	2,532	2,413	2,171	2,151	2,042	1,794	1,782	1,711	1,476
0,081	2,806	2,661	2,480	2,482	2,360	2,117	2,106	1,994	1,748	1,746	1,672	1,441
0,077	2,758	2,610	2,427	2,434	2,309	2,066	2,063	1,949	1,705	1,712	1,637	1,409
0,070	2,670	2,515	2,331	2,347	2,217	1,975	1,987	1,869	1,631	1,653	1,575	1,354
0,064	2,591	2,430	2,244	2,270	2,135	1,895	1,921	1,800	1,568	1,603	1,523	1,310
0,059	2,519	2,353	2,167	2,202	2,063	1,827	1,864	1,740	1,516	1,560	1,478	1,273
0,055	2,452	2,282	2,097	2,141	1,999	1,766	1,814	1,687	1,471	1,523	1,439	1,242
0,051	2,393	2,219	2,034	2,087	1,942	1,714	1,770	1,642	1,433	1,492	1,406	1,217
0,048	2,337	2,160	1,978	2,038	1,890	1,668	1,731	1,601	1,400	1,464	1,377	1,195
0,045	2,287	2,107	1,927	1,994	1,844	1,627	1,697	1,566	1,372	1,439	1,351	1,176
0,043	2,241	2,059	1,881	1,954	1,802	1,592	1,666	1,535	1,347	1,418	1,329	1,161
0,040	2,199	2,015	1,840	1,918	1,765	1,560	1,639	1,507	1,326	1,399	1,309	1,147

h	25m			50m			100m			200m		
$\frac{\bar{V}_p}{f_j L}$	L_1/h			L_1/h			L_1/h			L_1/h		
	0,0	0,5	≥ 1	0,0	0,3	$\geq 0,8$	0,0	0,2	$\geq 0,6$	0,0	0,1	$\geq 0,4$
0,038	2,160	1,974	1,802	1,885	1,731	1,531	1,614	1,482	1,307	1,382	1,291	1,135
0,034	2,074	1,885	1,721	1,815	1,659	1,473	1,563	1,429	1,270	1,347	1,255	1,111
0,031	2,004	1,813	1,658	1,760	1,602	1,429	1,523	1,389	1,242	1,320	1,227	1,094
0,028	1,945	1,754	1,606	1,715	1,557	1,395	1,491	1,358	1,222	1,300	1,205	1,082
0,026	1,896	1,704	1,565	1,678	1,519	1,369	1,465	1,333	1,206	1,283	1,188	1,072
0,024	1,854	1,663	1,531	1,647	1,489	1,347	1,445	1,312	1,193	1,270	1,174	1,065
0,022	1,818	1,628	1,503	1,622	1,464	1,330	1,428	1,296	1,184	1,260	1,163	1,060
0,020	1,786	1,597	1,479	1,600	1,442	1,316	1,413	1,282	1,176	1,251	1,153	1,056
0,019	1,759	1,572	1,459	1,581	1,425	1,305	1,401	1,270	1,170	1,244	1,146	1,053
0,018	1,736	1,550	1,443	1,566	1,410	1,296	1,392	1,261	1,165	1,239	1,139	1,051
0,017	1,715	1,531	1,429	1,553	1,397	1,289	1,383	1,253	1,161	1,234	1,134	1,049
0,016	1,697	1,515	1,416	1,541	1,386	1,282	1,376	1,246	1,158	1,230	1,130	1,048
0,015	1,681	1,500	1,406	1,531	1,377	1,277	1,370	1,240	1,156	1,227	1,126	1,048
0,014	1,654	1,476	1,389	1,514	1,361	1,269	1,361	1,230	1,153	1,222	1,120	1,047
0,013	1,632	1,457	1,377	1,502	1,349	1,264	1,354	1,224	1,151	1,220	1,116	1,048
0,011	1,601	1,431	1,360	1,485	1,333	1,258	1,345	1,215	1,151	1,217	1,111	1,051
0,010	1,589	1,421	1,354	1,479	1,328	1,257	1,343	1,213	1,152	1,216	1,110	1,053

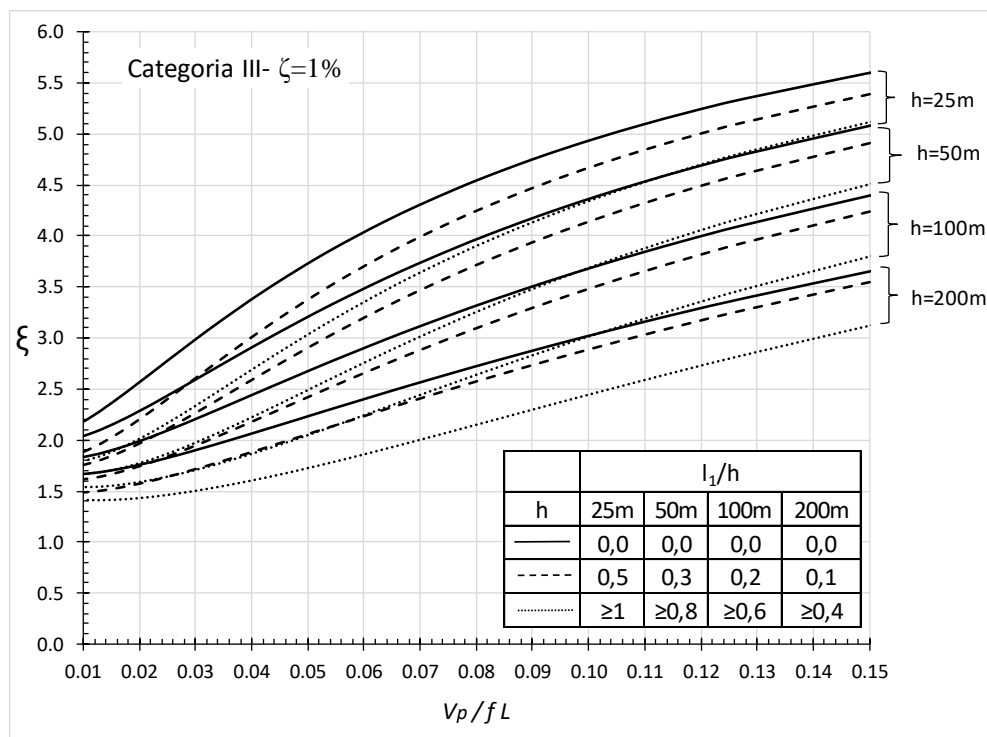


Figura B. 5- Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria III e taxa de amortecimento $\zeta=1\%$

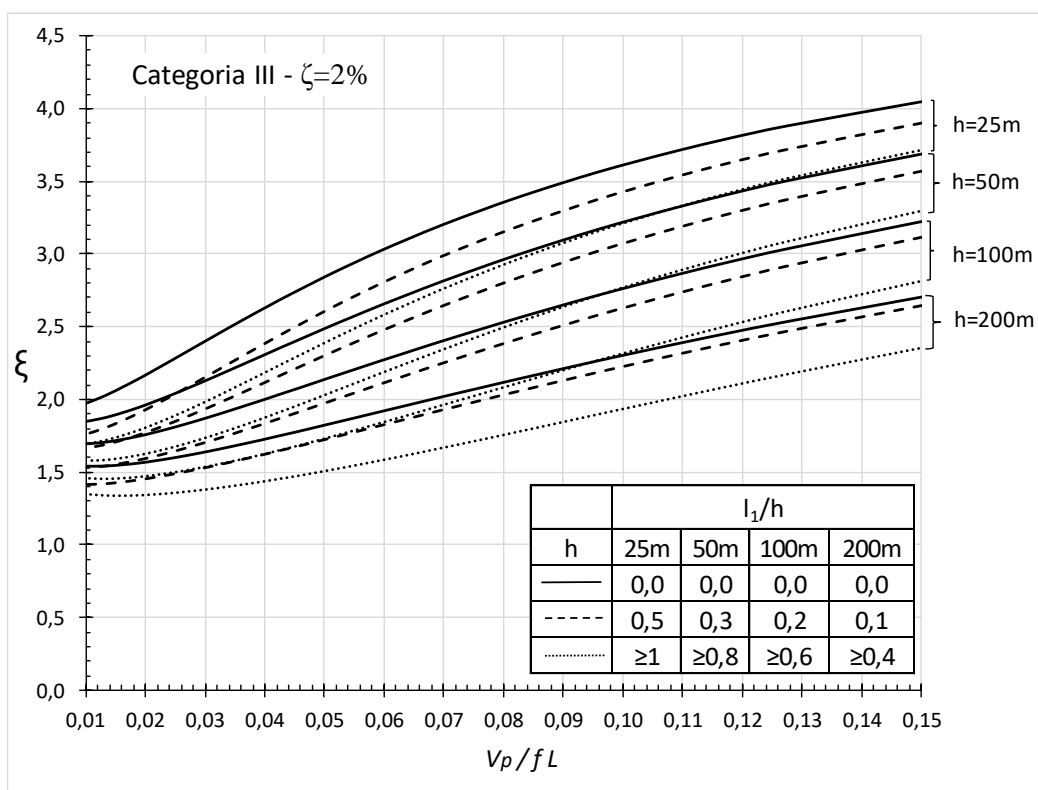


Figura B. 6- Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria III e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$

Tabela B. 5 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria III e taxa de amortecimento $\zeta=1\%$

h	25m			50m			100m			200m		
$\frac{\bar{V}_p}{f_j L}$	L_1/h			L_1/h			L_1/h			L_1/h		
	0,0	0,5	≥ 1	0,0	0,3	$\geq 0,8$	0,0	0,2	$\geq 0,6$	0,0	0,1	$\geq 0,4$
0,153	5,635	5,434	5,153	5,118	4,950	4,551	4,437	4,283	3,846	3,689	3,590	3,158
0,128	5,346	5,118	4,812	4,798	4,608	4,181	4,108	3,934	3,478	3,388	3,276	2,830
0,118	5,214	4,975	4,659	4,655	4,456	4,019	3,966	3,784	3,322	3,263	3,145	2,696
0,110	5,089	4,839	4,514	4,522	4,313	3,868	3,836	3,645	3,180	3,151	3,027	2,578
0,102	4,971	4,711	4,378	4,398	4,181	3,730	3,717	3,519	3,053	3,050	2,921	2,473
0,096	4,860	4,589	4,251	4,283	4,057	3,601	3,608	3,403	2,937	2,959	2,825	2,380
0,090	4,754	4,474	4,130	4,174	3,941	3,482	3,508	3,297	2,832	2,876	2,737	2,297
0,085	4,653	4,365	4,017	4,072	3,832	3,372	3,415	3,198	2,737	2,800	2,658	2,222
0,081	4,558	4,262	3,911	3,978	3,731	3,270	3,330	3,107	2,650	2,732	2,585	2,156
0,077	4,467	4,164	3,810	3,888	3,635	3,175	3,251	3,023	2,571	2,669	2,518	2,097
0,070	4,299	3,982	3,625	3,725	3,461	3,005	3,109	2,872	2,433	2,557	2,401	1,994
0,064	4,147	3,819	3,461	3,581	3,307	2,858	2,986	2,742	2,318	2,463	2,301	1,911
0,059	4,007	3,668	3,312	3,452	3,169	2,729	2,877	2,628	2,219	2,380	2,214	1,841
0,055	3,882	3,534	3,181	3,338	3,048	2,618	2,784	2,530	2,137	2,310	2,140	1,784
0,051	3,767	3,411	3,062	3,234	2,939	2,520	2,700	2,443	2,066	2,248	2,076	1,736
0,048	3,660	3,298	2,954	3,141	2,840	2,433	2,626	2,365	2,004	2,194	2,018	1,695
0,045	3,563	3,196	2,858	3,057	2,752	2,358	2,560	2,298	1,952	2,146	1,969	1,660
0,043	3,474	3,102	2,771	2,981	2,673	2,291	2,501	2,237	1,907	2,104	1,925	1,630

h	25m			50m			100m			200m		
\bar{V}_p	L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h		
$f_j L$	0,0	0,5	≥1	0,0	0,3	≥0,8	0,0	0,2	≥0,6	0,0	0,1	≥0,4
0,040	3,392	3,017	2,693	2,913	2,601	2,232	2,448	2,183	1,868	2,066	1,886	1,605
0,038	3,316	2,938	2,621	2,850	2,536	2,180	2,401	2,135	1,833	2,032	1,851	1,582
0,034	3,151	2,767	2,470	2,716	2,398	2,072	2,300	2,034	1,764	1,962	1,779	1,538
0,031	3,014	2,628	2,350	2,608	2,289	1,991	2,221	1,957	1,713	1,908	1,723	1,506
0,028	2,898	2,512	2,253	2,519	2,200	1,927	2,157	1,894	1,674	1,864	1,679	1,482
0,026	2,801	2,417	2,176	2,447	2,129	1,878	2,106	1,846	1,645	1,830	1,645	1,464
0,024	2,718	2,337	2,112	2,386	2,070	1,839	2,063	1,806	1,621	1,802	1,617	1,450
0,022	2,646	2,269	2,059	2,334	2,021	1,808	2,027	1,773	1,603	1,779	1,594	1,439
0,020	2,585	2,212	2,016	2,291	1,981	1,783	1,998	1,747	1,589	1,760	1,576	1,432
0,019	2,532	2,164	1,980	2,254	1,947	1,762	1,973	1,724	1,578	1,745	1,560	1,425
0,018	2,484	2,121	1,949	2,222	1,918	1,745	1,951	1,705	1,568	1,731	1,547	1,420
0,017	2,443	2,086	1,924	2,195	1,894	1,731	1,934	1,690	1,561	1,720	1,536	1,417
0,016	2,407	2,054	1,902	2,171	1,873	1,720	1,919	1,677	1,555	1,711	1,527	1,414
0,015	2,375	2,027	1,883	2,150	1,854	1,710	1,905	1,666	1,550	1,703	1,519	1,412
0,014	2,321	1,983	1,853	2,116	1,826	1,696	1,884	1,648	1,544	1,691	1,508	1,410
0,013	2,276	1,947	1,830	2,089	1,803	1,685	1,867	1,634	1,539	1,681	1,498	1,409
0,011	2,212	1,899	1,801	2,051	1,774	1,675	1,845	1,618	1,537	1,670	1,488	1,410
0,010	2,188	1,882	1,791	2,038	1,764	1,672	1,837	1,613	1,536	1,666	1,485	1,412

Tabela B. 6 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria III e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$

h	25m			50m			100m			200m		
\bar{V}_p	L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h		
$f_j L$	0,0	0,5	≥1	0,0	0,3	≥0,8	0,0	0,2	≥0,6	0,0	0,1	≥0,4
0,153	4,068	3,931	3,739	3,714	3,600	3,329	3,247	3,143	2,848	2,733	2,667	2,377
0,128	3,879	3,725	3,518	3,506	3,378	3,090	3,035	2,919	2,613	2,542	2,468	2,172
0,118	3,793	3,632	3,418	3,414	3,280	2,986	2,944	2,823	2,514	2,462	2,385	2,088
0,110	3,711	3,542	3,323	3,326	3,187	2,888	2,860	2,734	2,425	2,391	2,310	2,015
0,102	3,633	3,458	3,235	3,245	3,100	2,799	2,784	2,653	2,344	2,327	2,243	1,950
0,096	3,560	3,380	3,153	3,171	3,021	2,718	2,714	2,580	2,272	2,270	2,184	1,894
0,090	3,490	3,304	3,074	3,100	2,946	2,642	2,650	2,512	2,207	2,218	2,129	1,843
0,085	3,424	3,233	3,001	3,034	2,876	2,572	2,591	2,450	2,148	2,171	2,080	1,798
0,081	3,363	3,167	2,933	2,973	2,811	2,508	2,537	2,393	2,095	2,128	2,035	1,758
0,077	3,304	3,103	2,869	2,916	2,750	2,448	2,487	2,340	2,046	2,089	1,994	1,722
0,070	3,197	2,988	2,753	2,814	2,642	2,344	2,399	2,248	1,963	2,022	1,924	1,662
0,064	3,099	2,884	2,650	2,722	2,545	2,253	2,323	2,168	1,894	1,964	1,863	1,613
0,059	3,012	2,792	2,559	2,643	2,462	2,176	2,258	2,101	1,836	1,916	1,813	1,573
0,055	2,933	2,708	2,478	2,572	2,387	2,109	2,201	2,041	1,787	1,874	1,769	1,539
0,051	2,862	2,633	2,406	2,509	2,322	2,051	2,151	1,990	1,746	1,839	1,732	1,511
0,048	2,796	2,564	2,342	2,453	2,262	2,000	2,107	1,945	1,710	1,807	1,699	1,487
0,045	2,737	2,502	2,284	2,403	2,210	1,956	2,069	1,905	1,680	1,779	1,670	1,467
0,043	2,684	2,447	2,234	2,358	2,164	1,918	2,035	1,871	1,655	1,756	1,646	1,450

h	25m			50m			100m			200m		
$\frac{\bar{V}_p}{f_j L}$	L_1/h			L_1/h			L_1/h			L_1/h		
$f_j L$	0,0	0,5	≥ 1	0,0	0,3	$\geq 0,8$	0,0	0,2	$\geq 0,6$	0,0	0,1	$\geq 0,4$
0,040	2,634	2,396	2,187	2,317	2,122	1,884	2,004	1,840	1,632	1,734	1,623	1,435
0,038	2,589	2,349	2,146	2,281	2,085	1,854	1,977	1,812	1,612	1,716	1,604	1,422
0,034	2,493	2,251	2,059	2,204	2,007	1,794	1,921	1,756	1,573	1,678	1,564	1,397
0,031	2,413	2,171	1,991	2,143	1,945	1,748	1,877	1,713	1,544	1,648	1,533	1,379
0,028	2,348	2,106	1,938	2,094	1,896	1,713	1,843	1,679	1,523	1,626	1,510	1,365
0,026	2,294	2,053	1,895	2,055	1,857	1,686	1,816	1,652	1,507	1,609	1,491	1,356
0,024	2,248	2,009	1,860	2,022	1,825	1,665	1,794	1,631	1,494	1,595	1,476	1,348
0,022	2,209	1,973	1,832	1,995	1,799	1,648	1,776	1,613	1,485	1,584	1,464	1,343
0,020	2,175	1,941	1,808	1,972	1,777	1,634	1,761	1,598	1,477	1,575	1,454	1,339
0,019	2,146	1,915	1,788	1,953	1,758	1,623	1,749	1,586	1,471	1,568	1,445	1,336
0,018	2,122	1,893	1,772	1,938	1,743	1,615	1,739	1,577	1,467	1,563	1,439	1,335
0,017	2,100	1,873	1,759	1,924	1,730	1,608	1,731	1,569	1,463	1,558	1,433	1,334
0,016	2,082	1,857	1,747	1,913	1,720	1,602	1,724	1,562	1,461	1,555	1,429	1,334
0,015	2,065	1,842	1,737	1,902	1,710	1,597	1,718	1,556	1,459	1,552	1,425	1,333
0,014	2,037	1,818	1,721	1,886	1,695	1,591	1,709	1,547	1,457	1,548	1,420	1,334
0,013	2,016	1,800	1,710	1,874	1,684	1,587	1,703	1,541	1,457	1,546	1,416	1,336
0,011	1,985	1,775	1,695	1,859	1,670	1,584	1,696	1,534	1,459	1,545	1,413	1,341
0,010	1,974	1,766	1,691	1,854	1,665	1,584	1,695	1,532	1,461	1,546	1,412	1,344

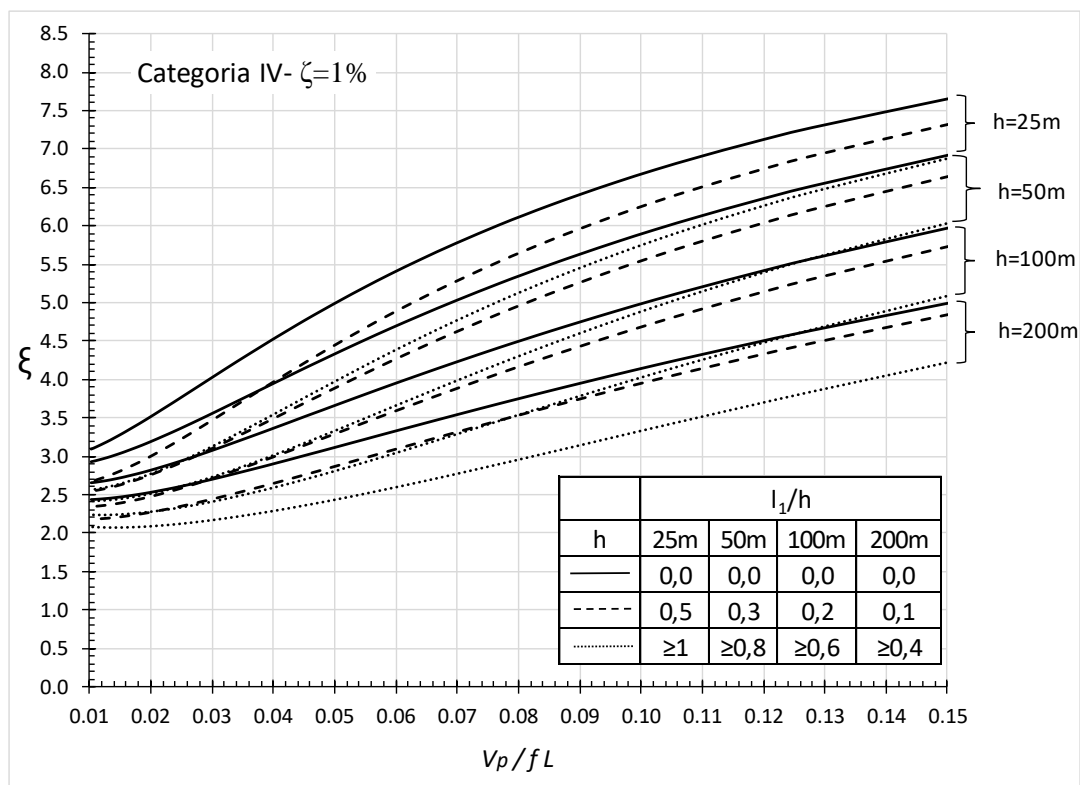


Figura B. 7- Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria IV e taxa de amortecimento $\zeta=1\%$

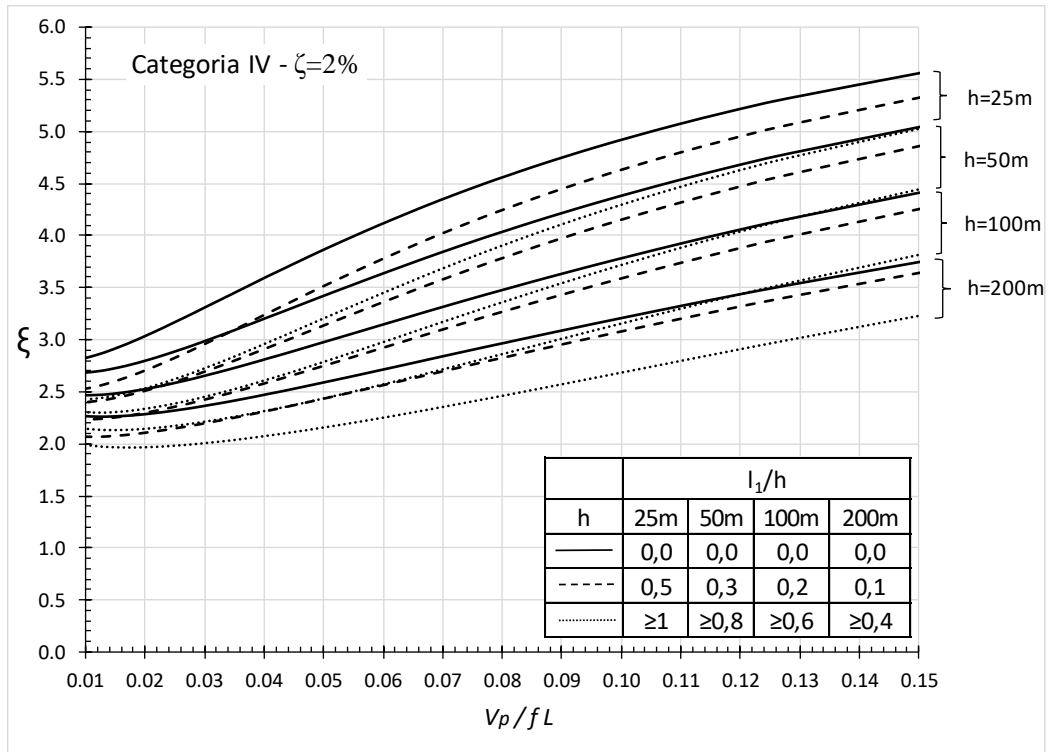


Figura B. 8- Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria IV e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$

Tabela B. 7 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria IV e taxa de amortecimento $\zeta=1\%$

h	25m			50m			100m			200m		
	L_1/h			L_1/h			L_1/h			L_1/h		
	0,0	0,5	≥ 1	0,0	0,3	$\geq 0,8$	0,0	0,2	$\geq 0,6$	0,0	0,1	$\geq 0,4$
$\frac{\bar{V}_p}{f_j L}$												
0,153	7,717	7,385	6,940	6,972	6,702	6,094	6,037	5,797	5,154	5,052	4,902	4,280
0,128	7,285	6,913	6,436	6,509	6,206	5,567	5,577	5,309	4,649	4,643	4,473	3,841
0,118	7,089	6,700	6,211	6,304	5,987	5,338	5,380	5,100	4,437	4,473	4,295	3,663
0,110	6,907	6,501	6,003	6,116	5,786	5,130	5,203	4,911	4,249	4,322	4,136	3,509
0,102	6,736	6,315	5,809	5,943	5,600	4,940	5,043	4,740	4,081	4,188	3,995	3,374
0,096	6,574	6,139	5,627	5,780	5,426	4,765	4,894	4,583	3,929	4,066	3,866	3,253
0,090	6,420	5,972	5,457	5,629	5,264	4,604	4,758	4,438	3,793	3,955	3,750	3,147
0,085	6,277	5,817	5,299	5,490	5,115	4,457	4,635	4,307	3,670	3,856	3,645	3,053
0,081	6,141	5,670	5,151	5,359	4,975	4,322	4,521	4,186	3,560	3,765	3,549	2,969
0,077	6,013	5,532	5,013	5,238	4,846	4,198	4,416	4,075	3,460	3,682	3,462	2,894
0,070	5,776	5,278	4,762	5,017	4,611	3,977	4,228	3,878	3,286	3,536	3,309	2,767
0,064	5,564	5,051	4,540	4,823	4,405	3,789	4,067	3,708	3,143	3,413	3,179	2,663
0,059	5,374	4,848	4,346	4,654	4,225	3,628	3,928	3,563	3,024	3,308	3,068	2,579
0,055	5,201	4,666	4,174	4,502	4,066	3,489	3,806	3,436	2,923	3,216	2,973	2,509
0,051	5,044	4,501	4,021	4,367	3,925	3,369	3,699	3,326	2,838	3,137	2,890	2,450
0,048	4,902	4,353	3,885	4,247	3,799	3,265	3,604	3,229	2,765	3,068	2,819	2,400
0,045	4,775	4,220	3,765	4,140	3,689	3,176	3,521	3,145	2,704	3,008	2,756	2,359
0,043	4,656	4,098	3,657	4,042	3,588	3,096	3,446	3,069	2,650	2,953	2,700	2,322

h	25m			50m			100m			200m		
\bar{V}_p	L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h		
$f_j L$	0,0	0,5	≥1	0,0	0,3	≥0,8	0,0	0,2	≥0,6	0,0	0,1	≥0,4
0,040	4,549	3,988	3,561	3,955	3,499	3,027	3,380	3,003	2,604	2,906	2,652	2,292
0,038	4,450	3,888	3,474	3,876	3,418	2,966	3,320	2,944	2,564	2,864	2,608	2,265
0,034	4,238	3,676	3,295	3,710	3,251	2,843	3,196	2,822	2,484	2,777	2,520	2,212
0,031	4,064	3,505	3,156	3,577	3,120	2,751	3,099	2,729	2,425	2,709	2,451	2,174
0,028	3,920	3,367	3,046	3,469	3,016	2,680	3,021	2,656	2,381	2,656	2,398	2,146
0,026	3,801	3,255	2,960	3,382	2,933	2,627	2,959	2,598	2,348	2,615	2,356	2,125
0,024	3,700	3,162	2,890	3,310	2,865	2,584	2,909	2,552	2,323	2,581	2,323	2,109
0,022	3,615	3,086	2,834	3,250	2,811	2,552	2,868	2,515	2,304	2,555	2,296	2,098
0,020	3,542	3,022	2,787	3,200	2,765	2,525	2,833	2,484	2,288	2,532	2,274	2,089
0,019	3,478	2,967	2,749	3,157	2,727	2,503	2,804	2,459	2,276	2,514	2,256	2,082
0,018	3,424	2,922	2,718	3,121	2,695	2,486	2,780	2,438	2,267	2,499	2,241	2,078
0,017	3,377	2,883	2,692	3,090	2,669	2,473	2,761	2,422	2,260	2,487	2,229	2,075
0,016	3,335	2,850	2,669	3,063	2,646	2,462	2,743	2,407	2,255	2,476	2,219	2,072
0,015	3,298	2,820	2,650	3,040	2,627	2,452	2,728	2,395	2,250	2,467	2,210	2,071
0,014	3,237	2,773	2,621	3,002	2,596	2,439	2,704	2,376	2,244	2,454	2,197	2,070
0,013	3,188	2,738	2,599	2,973	2,574	2,430	2,687	2,362	2,242	2,444	2,187	2,070
0,011	3,118	2,689	2,572	2,934	2,545	2,423	2,664	2,347	2,242	2,433	2,178	2,075
0,010	3,093	2,673	2,565	2,921	2,537	2,423	2,658	2,344	2,244	2,430	2,176	2,079

Tabela B. 8 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria IV e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$

h	25m			50m			100m			200m		
\bar{V}_p	L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h		
$f_j L$	0,0	0,5	≥1	0,0	0,3	≥0,8	0,0	0,2	≥0,6	0,0	0,1	≥0,4
0,153	5,593	5,368	5,067	5,086	4,905	4,494	4,449	4,289	3,858	3,775	3,676	3,263
0,128	5,313	5,063	4,742	4,787	4,586	4,158	4,155	3,978	3,540	3,517	3,407	2,991
0,118	5,186	4,925	4,598	4,656	4,445	4,012	4,030	3,846	3,408	3,411	3,296	2,883
0,110	5,065	4,795	4,462	4,533	4,314	3,879	3,916	3,726	3,290	3,316	3,196	2,788
0,102	4,952	4,673	4,336	4,420	4,194	3,758	3,813	3,617	3,185	3,231	3,108	2,705
0,096	4,847	4,560	4,221	4,316	4,084	3,649	3,720	3,519	3,092	3,156	3,029	2,633
0,090	4,748	4,453	4,113	4,220	3,982	3,549	3,635	3,429	3,009	3,088	2,958	2,569
0,085	4,656	4,354	4,013	4,131	3,888	3,458	3,558	3,348	2,935	3,027	2,895	2,514
0,081	4,569	4,261	3,920	4,048	3,800	3,374	3,487	3,274	2,868	2,972	2,837	2,464
0,077	4,488	4,175	3,835	3,973	3,721	3,299	3,423	3,207	2,809	2,923	2,785	2,420
0,070	4,339	4,016	3,680	3,836	3,576	3,166	3,309	3,087	2,706	2,836	2,694	2,346
0,064	4,205	3,875	3,544	3,716	3,450	3,052	3,210	2,985	2,621	2,762	2,617	2,285
0,059	4,088	3,751	3,426	3,612	3,341	2,957	3,127	2,900	2,551	2,700	2,553	2,235
0,055	3,982	3,641	3,324	3,521	3,247	2,876	3,055	2,826	2,493	2,647	2,498	2,195
0,051	3,889	3,543	3,234	3,442	3,164	2,807	2,994	2,762	2,444	2,603	2,451	2,161
0,048	3,804	3,456	3,155	3,372	3,092	2,747	2,940	2,707	2,403	2,564	2,411	2,133
0,045	3,727	3,377	3,085	3,308	3,027	2,695	2,892	2,658	2,367	2,530	2,375	2,108
0,043	3,658	3,307	3,023	3,253	2,970	2,650	2,850	2,616	2,337	2,500	2,344	2,088

h	25m			50m			100m			200m		
$\frac{\bar{V}_p}{f_j L}$	L_1/h			L_1/h			L_1/h			L_1/h		
$f_j L$	0,0	0,5	≥ 1	0,0	0,3	$\geq 0,8$	0,0	0,2	$\geq 0,6$	0,0	0,1	$\geq 0,4$
0,040	3,597	3,245	2,969	3,204	2,920	2,612	2,814	2,580	2,312	2,475	2,318	2,070
0,038	3,539	3,187	2,920	3,159	2,874	2,577	2,780	2,546	2,288	2,452	2,293	2,055
0,034	3,418	3,066	2,819	3,066	2,781	2,509	2,712	2,479	2,243	2,406	2,244	2,025
0,031	3,322	2,973	2,743	2,994	2,710	2,459	2,662	2,429	2,212	2,372	2,208	2,004
0,028	3,242	2,896	2,682	2,936	2,652	2,420	2,621	2,388	2,187	2,345	2,179	1,988
0,026	3,178	2,836	2,636	2,891	2,608	2,392	2,590	2,358	2,170	2,326	2,157	1,978
0,024	3,124	2,786	2,599	2,853	2,572	2,369	2,565	2,333	2,157	2,310	2,139	1,970
0,022	3,079	2,744	2,568	2,823	2,543	2,351	2,545	2,313	2,147	2,298	2,125	1,965
0,020	3,041	2,710	2,544	2,798	2,519	2,338	2,529	2,297	2,139	2,289	2,114	1,962
0,019	3,008	2,681	2,523	2,777	2,499	2,327	2,516	2,284	2,134	2,281	2,105	1,960
0,018	2,980	2,657	2,507	2,760	2,482	2,319	2,505	2,273	2,130	2,276	2,097	1,959
0,017	2,956	2,636	2,493	2,745	2,468	2,312	2,496	2,264	2,127	2,272	2,091	1,958
0,016	2,935	2,619	2,482	2,734	2,457	2,308	2,490	2,257	2,126	2,269	2,087	1,959
0,015	2,918	2,604	2,472	2,723	2,448	2,304	2,484	2,251	2,126	2,267	2,083	1,961
0,014	2,888	2,579	2,457	2,707	2,432	2,299	2,476	2,242	2,125	2,264	2,077	1,963
0,013	2,865	2,560	2,447	2,696	2,421	2,297	2,470	2,236	2,127	2,263	2,074	1,967
0,011	2,834	2,536	2,435	2,683	2,409	2,299	2,466	2,231	2,134	2,265	2,073	1,977
0,010	2,824	2,528	2,433	2,680	2,406	2,302	2,467	2,232	2,139	2,268	2,074	1,983

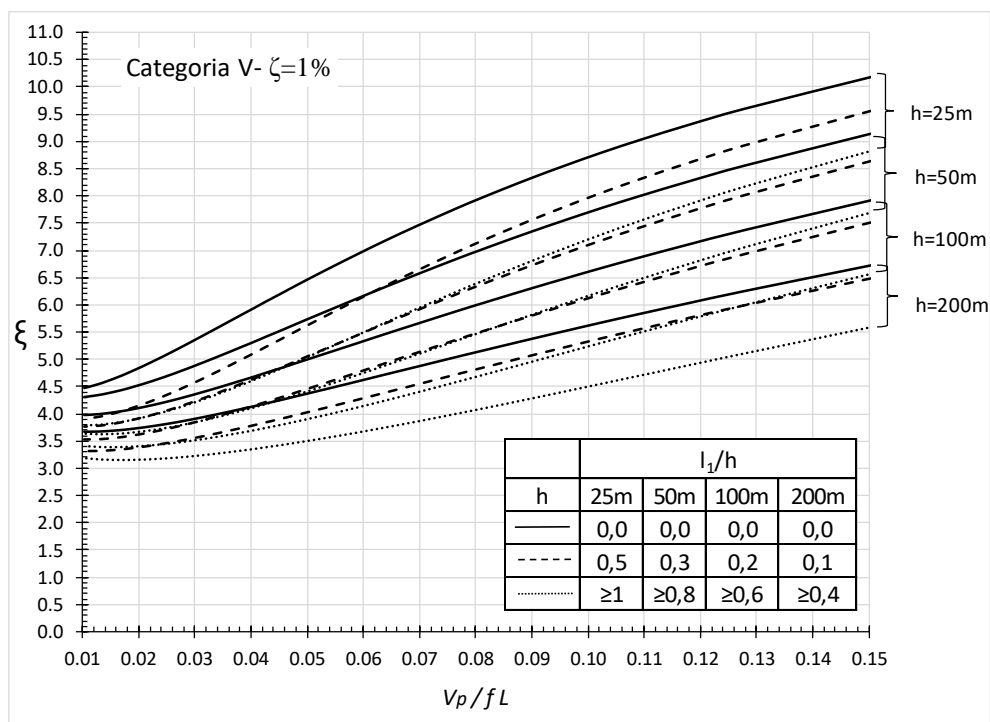


Figura B. 9- Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria V e taxa de amortecimento $\zeta=1\%$

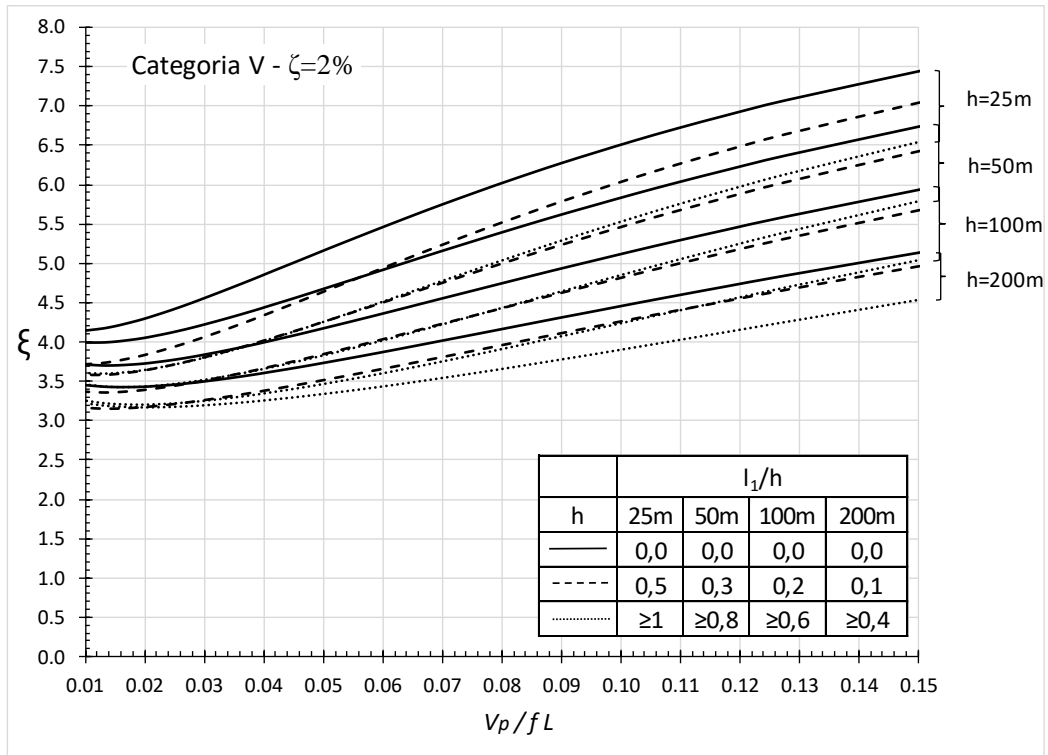


Figura B. 10- Ábaco para o cálculo do fator dinâmico, ξ , para terreno de categoria V e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$

Tabela B. 9 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria V e taxa de amortecimento $\zeta=1\%$

h	25m			50m			100m			200m		
	L_1/h			L_1/h			L_1/h			L_1/h		
	0,0	0,5	≥ 1	0,0	0,3	$\geq 0,8$	0,0	0,2	$\geq 0,6$	0,0	0,1	$\geq 0,4$
\bar{V}_p												
$f_j L$												
0,153	10,259	9,647	8,904	9,211	8,734	7,779	7,997	7,594	6,642	6,799	6,557	5,665
0,128	9,599	8,927	8,160	8,546	8,022	7,055	7,374	6,933	5,989	6,263	5,994	5,116
0,118	9,308	8,611	7,838	8,261	7,715	6,751	7,114	6,657	5,725	6,044	5,765	4,901
0,110	9,040	8,320	7,546	8,002	7,438	6,481	6,882	6,411	5,495	5,852	5,563	4,716
0,102	8,792	8,053	7,279	7,766	7,186	6,239	6,674	6,191	5,294	5,682	5,384	4,556
0,096	8,559	7,802	7,033	7,548	6,954	6,020	6,484	5,990	5,114	5,528	5,223	4,416
0,090	8,344	7,571	6,809	7,349	6,742	5,824	6,313	5,810	4,956	5,392	5,079	4,294
0,085	8,142	7,356	6,602	7,166	6,547	5,647	6,156	5,646	4,816	5,268	4,949	4,187
0,081	7,955	7,158	6,413	6,997	6,369	5,487	6,015	5,498	4,691	5,156	4,832	4,092
0,077	7,781	6,974	6,240	6,842	6,206	5,343	5,886	5,364	4,580	5,056	4,727	4,009
0,070	7,463	6,639	5,931	6,563	5,913	5,092	5,656	5,126	4,390	4,878	4,542	3,867
0,064	7,186	6,351	5,669	6,326	5,666	4,886	5,464	4,928	4,237	4,731	4,389	3,755
0,059	6,939	6,097	5,444	6,117	5,451	4,712	5,297	4,759	4,110	4,604	4,258	3,662
0,055	6,722	5,876	5,251	5,937	5,267	4,567	5,154	4,615	4,006	4,498	4,148	3,586
0,051	6,531	5,683	5,086	5,781	5,108	4,445	5,032	4,493	3,920	4,407	4,054	3,524
0,048	6,359	5,512	4,943	5,642	4,968	4,341	4,924	4,386	3,847	4,327	3,972	3,472
0,045	6,203	5,359	4,816	5,518	4,845	4,251	4,829	4,293	3,784	4,257	3,901	3,426
0,043	6,067	5,226	4,709	5,411	4,739	4,176	4,748	4,213	3,733	4,197	3,840	3,389

h	25m			50m			100m			200m		
\bar{V}_p	L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h		
$f_j L$	0,0	0,5	≥1	0,0	0,3	≥0,8	0,0	0,2	≥0,6	0,0	0,1	≥0,4
0,040	5,940	5,105	4,612	5,313	4,643	4,108	4,673	4,141	3,686	4,143	3,785	3,356
0,038	5,829	5,000	4,529	5,228	4,560	4,052	4,609	4,080	3,648	4,097	3,738	3,329
0,034	5,591	4,779	4,359	5,048	4,388	3,938	4,475	3,954	3,571	4,001	3,641	3,275
0,031	5,403	4,609	4,232	4,909	4,259	3,855	4,373	3,859	3,516	3,929	3,568	3,236
0,028	5,251	4,476	4,135	4,799	4,158	3,794	4,293	3,786	3,476	3,874	3,512	3,209
0,026	5,127	4,371	4,061	4,711	4,080	3,749	4,230	3,730	3,446	3,831	3,468	3,190
0,024	5,026	4,287	4,004	4,641	4,018	3,715	4,181	3,686	3,425	3,798	3,434	3,176
0,022	4,941	4,219	3,958	4,584	3,969	3,689	4,141	3,651	3,410	3,772	3,407	3,167
0,020	4,870	4,164	3,922	4,537	3,929	3,669	4,109	3,623	3,398	3,751	3,386	3,161
0,019	4,811	4,118	3,893	4,498	3,897	3,654	4,083	3,601	3,390	3,735	3,369	3,158
0,018	4,758	4,080	3,868	4,464	3,869	3,642	4,060	3,583	3,384	3,721	3,354	3,155
0,017	4,715	4,048	3,849	4,437	3,848	3,634	4,042	3,568	3,380	3,710	3,343	3,154
0,016	4,678	4,022	3,835	4,415	3,831	3,628	4,028	3,557	3,379	3,702	3,335	3,155
0,015	4,645	3,999	3,823	4,395	3,816	3,624	4,016	3,548	3,378	3,696	3,328	3,157
0,014	4,593	3,965	3,805	4,364	3,795	3,620	3,998	3,535	3,379	3,686	3,318	3,161
0,013	4,553	3,940	3,794	4,342	3,780	3,619	3,986	3,527	3,382	3,680	3,313	3,167
0,011	4,500	3,911	3,785	4,315	3,768	3,626	3,973	3,523	3,394	3,677	3,311	3,182
0,010	4,481	3,903	3,785	4,306	3,766	3,631	3,970	3,525	3,401	3,678	3,313	3,189

Tabela B. 10 - Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria V e taxa de amortecimento $\zeta=2\%$

h	25m			50m			100m			200m		
\bar{V}_p	L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h		
$f_j L$	0,0	0,5	≥1	0,0	0,3	≥0,8	0,0	0,2	≥0,6	0,0	0,1	≥0,4
0,153	7,503	7,096	6,601	6,799	6,485	5,852	5,982	5,719	5,093	5,170	5,014	4,584
0,128	7,082	6,639	6,133	6,379	6,036	5,402	5,593	5,309	4,694	4,841	4,670	4,262
0,118	6,894	6,437	5,929	6,197	5,843	5,213	5,430	5,137	4,533	4,706	4,530	4,136
0,110	6,723	6,254	5,747	6,034	5,671	5,048	5,287	4,987	4,395	4,590	4,408	4,029
0,102	6,566	6,086	5,581	5,886	5,514	4,900	5,158	4,852	4,274	4,487	4,300	3,936
0,096	6,418	5,929	5,430	5,750	5,371	4,767	5,042	4,730	4,167	4,394	4,204	3,856
0,090	6,285	5,788	5,294	5,629	5,243	4,651	4,939	4,623	4,074	4,314	4,120	3,787
0,085	6,161	5,656	5,169	5,517	5,125	4,545	4,846	4,526	3,992	4,241	4,044	3,726
0,081	6,045	5,535	5,055	5,414	5,018	4,450	4,761	4,438	3,919	4,175	3,975	3,672
0,077	5,938	5,423	4,951	5,320	4,919	4,365	4,684	4,358	3,854	4,116	3,914	3,624
0,070	5,747	5,225	4,770	5,155	4,749	4,220	4,551	4,222	3,745	4,015	3,808	3,546
0,064	5,581	5,054	4,617	5,015	4,603	4,101	4,439	4,107	3,656	3,931	3,720	3,482
0,059	5,437	4,907	4,488	4,895	4,481	4,002	4,344	4,012	3,584	3,861	3,647	3,431
0,055	5,311	4,781	4,378	4,793	4,376	3,920	4,265	3,931	3,525	3,802	3,586	3,390
0,051	5,201	4,671	4,285	4,704	4,287	3,852	4,197	3,863	3,477	3,753	3,534	3,356
0,048	5,103	4,574	4,204	4,627	4,209	3,793	4,138	3,803	3,435	3,710	3,489	3,327
0,045	5,016	4,489	4,135	4,559	4,141	3,744	4,088	3,753	3,400	3,674	3,450	3,303
0,043	4,940	4,416	4,075	4,501	4,083	3,702	4,044	3,709	3,371	3,643	3,417	3,283

h	25m			50m			100m			200m		
$\frac{\bar{V}_p}{f_j L}$	L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h			L ₁ /h		
	0,0	0,5	≥1	0,0	0,3	≥0,8	0,0	0,2	≥0,6	0,0	0,1	≥0,4
0,040	4,872	4,350	4,023	4,449	4,031	3,666	4,005	3,670	3,346	3,615	3,387	3,266
0,038	4,809	4,290	3,976	4,401	3,984	3,633	3,970	3,635	3,323	3,591	3,361	3,250
0,034	4,682	4,171	3,884	4,308	3,893	3,573	3,903	3,568	3,282	3,545	3,310	3,223
0,031	4,582	4,080	3,816	4,238	3,824	3,529	3,853	3,517	3,253	3,511	3,271	3,205
0,028	4,503	4,009	3,764	4,182	3,770	3,496	3,814	3,478	3,232	3,486	3,241	3,192
0,026	4,440	3,953	3,725	4,140	3,729	3,474	3,786	3,449	3,218	3,469	3,219	3,184
0,024	4,389	3,909	3,695	4,108	3,697	3,457	3,764	3,426	3,209	3,456	3,202	3,179
0,022	4,348	3,874	3,672	4,082	3,672	3,446	3,748	3,409	3,204	3,447	3,189	3,177
0,020	4,313	3,844	3,653	4,061	3,651	3,437	3,735	3,394	3,200	3,440	3,178	3,175
0,019	4,285	3,820	3,639	4,044	3,635	3,432	3,726	3,383	3,199	3,436	3,171	3,176
0,018	4,262	3,802	3,629	4,033	3,623	3,430	3,719	3,376	3,200	3,435	3,165	3,178
0,017	4,243	3,786	3,621	4,023	3,614	3,429	3,715	3,370	3,201	3,434	3,161	3,181
0,016	4,227	3,772	3,614	4,015	3,605	3,428	3,711	3,365	3,203	3,434	3,158	3,183
0,015	4,212	3,761	3,609	4,008	3,599	3,429	3,708	3,361	3,206	3,434	3,156	3,186
0,014	4,191	3,744	3,603	3,999	3,590	3,433	3,706	3,357	3,213	3,436	3,154	3,193
0,013	4,176	3,733	3,602	3,995	3,587	3,439	3,707	3,357	3,221	3,441	3,155	3,201
0,011	4,159	3,722	3,605	3,994	3,587	3,454	3,714	3,363	3,240	3,453	3,162	3,218
0,010	4,153	3,719	3,608	3,995	3,589	3,461	3,717	3,366	3,248	3,457	3,165	3,225

Tabela B. 11 - Coeficientes corretoras C₂ a serem aplicados ao fator dinâmico para a consideração do 2º modo de vibração

h	25m	50m	100m	200m
$\frac{\bar{V}_p}{f_j L}$				
0,153	1,275	1,452	1,663	1,859
0,128	1,326	1,510	1,714	1,886
0,118	1,351	1,536	1,735	1,894
0,110	1,374	1,560	1,752	1,899
0,102	1,397	1,582	1,767	1,902
0,096	1,418	1,602	1,779	1,902
0,090	1,438	1,620	1,790	1,902
0,085	1,457	1,637	1,798	1,899
0,081	1,475	1,652	1,805	1,896
0,077	1,493	1,666	1,810	1,892
0,070	1,524	1,689	1,816	1,882
0,064	1,551	1,707	1,819	1,870
0,059	1,575	1,721	1,818	1,857
0,055	1,595	1,731	1,814	1,844
0,051	1,612	1,738	1,809	1,830
0,048	1,627	1,743	1,802	1,816
0,045	1,639	1,746	1,794	1,803
0,043	1,648	1,747	1,786	1,790

$\frac{h}{f_j L}$	25m	50m	100m	200m
0,040	1,656	1,746	1,777	1,778
0,038	1,662	1,744	1,766	1,766
0,034	1,670	1,736	1,738	1,738
0,031	1,672	1,713	1,713	1,713
0,028	1,668	1,692	1,692	1,692
0,026	1,661	1,673	1,673	1,673
0,024	1,651	1,656	1,656	1,656
0,022	1,640	1,641	1,641	1,641
0,020	1,628	1,628	1,628	1,628
0,019	1,617	1,617	1,617	1,617
0,018	1,607	1,607	1,607	1,607
0,017	1,597	1,597	1,597	1,597
0,016	1,589	1,589	1,589	1,589
0,015	1,581	1,581	1,581	1,581
0,014	1,568	1,568	1,568	1,568
0,013	1,557	1,557	1,557	1,557
0,011	1,539	1,539	1,539	1,539
0,010	1,531	1,531	1,531	1,531

ANEXO C – Cálculos Parciais da Forças Dinâmicas Equivalentes Através do Método do Modelo Discreto (modificado)

Neste anexo são apresentados os cálculos parciais realizados para a obtenção da resposta dinâmica através do MMD, já incorporadas as modificações propostas neste trabalho.

Cada tabela apresentada é referente a um edifício, com as características geométricas e dinâmicas próprias, conforme apresentado a seguir. O vento considerado nas análises possui velocidade básica ($t=3s$, a 10m de altura, categoria de terreno II) $V_0 = 40m/s$ e os fatores $S_1 = 1$ e $S_3 = 1$. Os terrenos considerados são classificados de acordo com as categorias I e V da norma em tela.

- Tabela C. 1 a Tabela C. 4, referentes ao item 5.4.1:
 - Edifício: CAARC;
 - Frequência natural de vibração: $f_x = 0,23 Hz$ (flexão na direção y exclusivamente), $f_y = 0,20Hz$ (flexão na direção x exclusivamente);
 - Forma modal: $\phi = z/h$;
 - Razão de amortecimento: $\zeta = 1\%$.
- Tabela C. 5 e Tabela C. 6, referentes ao item 5.4.2:
 - Edifício: com dimensões variáveis ao longo da altura (características geométricas na Tabela 5.5);
 - Frequência natural de vibração: $f_x = 0,23 Hz$ (flexão na direção y exclusivamente)
 - Forma modal: $\phi = z/h$;
 - Razão de amortecimento: $\zeta = 1\%$.
- Tabela C. 7 a Tabela C. 18, referentes ao item 5.5:

Para o 2º modo de vibração, são considerados os casos sem a correção dos fatores dinâmicos de acordo com o gráfico da Figura 5.15 e com a correção.

 - Edifício: CAARC;
 - Frequência natural de vibração: $f_{x,1^o} = 0,23 Hz$; $f_{x,2^o} = 0,72 Hz$ para flexão na direção y, exclusivamente, e $f_{y,1^o} = 0,20Hz$; $f_{y,2^o} = 0,66 Hz$ para flexão na direção x exclusivamente;
 - Forma modal: $\phi(z) = C [\sin \beta_n z - \sinh \beta_n z - \alpha(\cos \beta_n z - \cosh \beta_n z)]$, com $n=1$ ou 2;
 - Razão de amortecimento: $\zeta = 1\%$.

Tabela C. 1 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção x, $f_x = 0,23$ Hz, forma modal $\phi = z/h$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno I

z (m)	A_i/A_0	ϕ_i	β_i	β_{i,x_i}	ψ_i	ψ_{i,x_i^2}	\bar{F} (kN)	\bar{M} (kN)	\hat{F} (kN)	\hat{M} (MN,m)	F (kN)	M (MN,m)
5,08	0,056	0,028	0,066	0,002	2,27	0,00	237,23	1,21	19,52	0,10	256,75	1,30
15,24	0,056	0,083	0,073	0,006	2,27	0,02	292,30	4,45	58,56	0,89	350,86	5,35
25,40	0,056	0,139	0,076	0,011	2,27	0,04	322,09	8,18	97,60	2,48	419,69	10,66
35,56	0,056	0,194	0,079	0,015	2,27	0,09	343,35	12,21	136,64	4,86	479,99	17,07
45,72	0,056	0,250	0,081	0,020	2,27	0,14	360,15	16,47	175,68	8,03	535,82	24,50
55,88	0,056	0,306	0,082	0,025	2,27	0,21	374,14	20,91	214,72	12,00	588,86	32,91
66,04	0,056	0,361	0,084	0,030	2,27	0,30	386,21	25,51	253,76	16,76	639,97	42,26
76,20	0,056	0,417	0,085	0,035	2,27	0,39	396,85	30,24	292,80	22,31	689,65	52,55
86,36	0,056	0,472	0,086	0,041	2,27	0,51	406,40	35,10	331,84	28,66	738,24	63,75
96,52	0,056	0,528	0,087	0,046	2,27	0,63	415,08	40,06	370,88	35,80	785,96	75,86
106,68	0,056	0,583	0,088	0,051	2,27	0,77	423,05	45,13	409,91	43,73	832,97	88,86
116,84	0,056	0,639	0,088	0,056	2,27	0,92	430,43	50,29	448,95	52,46	879,38	102,75
127,00	0,056	0,694	0,089	0,062	2,27	1,09	437,30	55,54	487,99	61,98	925,30	117,51
137,16	0,056	0,750	0,090	0,067	2,27	1,27	443,74	60,86	527,03	72,29	970,78	133,15
147,32	0,056	0,806	0,090	0,073	2,27	1,47	449,81	66,27	566,07	83,39	1015,88	149,66
157,48	0,056	0,861	0,091	0,078	2,27	1,68	455,55	71,74	605,11	95,29	1060,66	167,03
167,64	0,056	0,917	0,091	0,084	2,27	1,90	460,99	77,28	644,15	107,99	1105,14	185,27
177,80	0,056	0,972	0,092	0,089	2,27	2,14	466,17	82,89	683,19	121,47	1149,36	204,36
Soma				0,793		13,58	7100,86	704	6324,40	770,48	13425,25	1474,80

FH 310200

Tabela C. 2 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção x, $f_x = 0,23$ Hz, forma modal $\phi = z/h$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno V

z (m)	A_i/A_0	ϕ_i	β_i	β_{i,x_i}	ψ_i	ψ_{i,x_i^2}	\bar{F} (kN)	\bar{M} (kN)	\hat{F} (kN)	\hat{M} (MN,m)	F (kN)	M (MN,m)
5,08	0,056	0,028	0,057	0,002	2,27	0,00	29,30	0,15	17,64	0,09	46,94	0,24
15,24	0,056	0,083	0,080	0,007	2,27	0,02	57,89	0,88	52,92	0,81	110,81	1,69
25,40	0,056	0,139	0,093	0,013	2,27	0,04	79,47	2,02	88,20	2,24	167,67	4,26
35,56	0,056	0,194	0,104	0,020	2,27	0,09	97,90	3,48	123,48	4,39	221,38	7,87
45,72	0,056	0,250	0,112	0,028	2,27	0,14	114,41	5,23	158,76	7,26	273,17	12,49
55,88	0,056	0,306	0,119	0,036	2,27	0,21	129,56	7,24	194,04	10,84	323,60	18,08
66,04	0,056	0,361	0,126	0,045	2,27	0,30	143,70	9,49	229,32	15,14	373,02	24,63
76,20	0,056	0,417	0,131	0,055	2,27	0,39	157,04	11,97	264,60	20,16	421,64	32,13
86,36	0,056	0,472	0,137	0,064	2,27	0,51	169,71	14,66	299,88	25,90	469,59	40,55
96,52	0,056	0,528	0,141	0,075	2,27	0,63	181,82	17,55	335,16	32,35	516,98	49,90
106,68	0,056	0,583	0,146	0,085	2,27	0,77	193,46	20,64	370,44	39,52	563,90	60,16
116,84	0,056	0,639	0,150	0,096	2,27	0,92	204,69	23,92	405,72	47,40	610,41	71,32
127,00	0,056	0,694	0,154	0,107	2,27	1,09	215,55	27,37	441,00	56,01	656,55	83,38
137,16	0,056	0,750	0,158	0,118	2,27	1,27	226,08	31,01	476,28	65,33	702,36	96,34
147,32	0,056	0,806	0,161	0,130	2,27	1,47	236,33	34,82	511,56	75,36	747,88	110,18
157,48	0,056	0,861	0,165	0,142	2,27	1,68	246,30	38,79	546,84	86,12	793,14	124,90
167,64	0,056	0,917	0,168	0,154	2,27	1,90	256,04	42,92	582,12	97,59	838,15	140,51
177,80	0,056	0,972	0,171	0,166	2,27	2,14	265,55	47,21	617,40	109,77	882,95	156,99
Soma				1,342		13,58	3004,81	339,34	5715,34	696,28	8720,14	1035,62

FH 280327

Tabela C. 3 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção y, $f_y = 0,20$ Hz, forma modal $\phi = z/h$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno I

z (m)	A_i/A_0	ϕ_i	β_i	β_{i,x_i}	ψ_i	ψ_{i,x_i^2}	\bar{F} (kN)	\bar{M} (kN)	\hat{F} (kN)	\hat{M} (MN,m)	F (kN)	M (MN,m)
5,08	0,0556	0,0278	0,0755	0,0021	2,27	0,00	409,51	2,08	35,43	0,18	444,94	2,26
15,24	0,056	0,083	0,084	0,007	2,27	0,02	504,56	7,69	106,29	1,62	610,85	9,31
25,40	0,056	0,139	0,088	0,012	2,27	0,04	555,99	14,12	177,15	4,50	733,14	18,62
35,56	0,056	0,194	0,091	0,018	2,27	0,09	592,69	21,08	248,01	8,82	840,70	29,90
45,72	0,056	0,250	0,093	0,023	2,27	0,14	621,68	28,42	318,87	14,58	940,55	43,00
55,88	0,056	0,306	0,095	0,029	2,27	0,21	645,84	36,09	389,73	21,78	1035,57	57,87
66,04	0,056	0,361	0,096	0,035	2,27	0,30	666,67	44,03	460,59	30,42	1127,26	74,44
76,20	0,056	0,417	0,098	0,041	2,27	0,39	685,04	52,20	531,45	40,50	1216,49	92,70
86,36	0,056	0,472	0,099	0,047	2,27	0,51	701,53	60,58	602,31	52,02	1303,84	112,60
96,52	0,056	0,528	0,100	0,053	2,27	0,63	716,51	69,16	673,17	64,97	1389,68	134,13
106,68	0,056	0,583	0,101	0,059	2,27	0,77	730,27	77,91	744,03	79,37	1474,30	157,28
116,84	0,056	0,639	0,102	0,065	2,27	0,92	743,00	86,81	814,89	95,21	1557,89	182,02
127,00	0,056	0,694	0,103	0,071	2,27	1,09	754,87	95,87	885,75	112,49	1640,61	208,36
137,16	0,056	0,750	0,103	0,077	2,27	1,27	765,99	105,06	956,60	131,21	1722,59	236,27
147,32	0,056	0,806	0,104	0,084	2,27	1,47	776,46	114,39	1027,46	151,37	1803,92	265,75
157,48	0,056	0,861	0,105	0,090	2,27	1,68	786,36	123,84	1098,32	172,96	1884,68	296,80
167,64	0,056	0,917	0,105	0,097	2,27	1,90	795,75	133,40	1169,18	196,00	1964,94	329,40
177,80	0,056	0,972	0,106	0,103	2,27	2,14	804,70	143,08	1240,04	220,48	2044,74	363,56
Soma				0,912		13,58	12257,43	1215,80	11479,26	1398,47	23736,69	2614,27

FH 563036

Tabela C. 4 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção y, $f_y = 0,20$ Hz, forma modal $\phi = z/h$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno V

z (m)	A_i/A₀	φ_i	β_i	β_i,x_i	ψ_i	ψ_i,x_i²	F̄ (kN)	M̄ (kN)	F̂ (kN)	M̂ (MN,m)	F (kN)	M (MN,m)
5,08	0,056	0,028	0,065	0,002	2,27	0,00	50,57	0,26	30,92	0,16	81,49	0,41
15,24	0,056	0,083	0,092	0,008	2,27	0,02	99,94	1,52	92,76	1,41	192,69	2,94
25,40	0,056	0,139	0,108	0,015	2,27	0,04	137,17	3,48	154,60	3,93	291,77	7,41
35,56	0,056	0,194	0,119	0,023	2,27	0,09	168,99	6,01	216,43	7,70	385,43	13,71
45,72	0,056	0,250	0,129	0,032	2,27	0,14	197,49	9,03	278,27	12,72	475,76	21,75
55,88	0,056	0,306	0,137	0,042	2,27	0,21	223,65	12,50	340,11	19,01	563,76	31,50
66,04	0,056	0,361	0,145	0,052	2,27	0,30	248,06	16,38	401,95	26,54	650,01	42,93
76,20	0,056	0,417	0,151	0,063	2,27	0,39	271,07	20,66	463,79	35,34	734,86	56,00
86,36	0,056	0,472	0,157	0,074	2,27	0,51	292,95	25,30	525,63	45,39	818,57	70,69
96,52	0,056	0,528	0,163	0,086	2,27	0,63	313,86	30,29	587,46	56,70	901,33	87,00
106,68	0,056	0,583	0,168	0,098	2,27	0,77	333,96	35,63	649,30	69,27	983,26	104,89
116,84	0,056	0,639	0,173	0,110	2,27	0,92	353,33	41,28	711,14	83,09	1064,47	124,37
127,00	0,056	0,694	0,177	0,123	2,27	1,09	372,08	47,25	772,98	98,17	1145,06	145,42
137,16	0,056	0,750	0,181	0,136	2,27	1,27	390,26	53,53	834,82	114,50	1225,08	168,03
147,32	0,056	0,806	0,185	0,149	2,27	1,47	407,94	60,10	896,65	132,10	1304,60	192,19
157,48	0,056	0,861	0,189	0,163	2,27	1,68	425,16	66,95	958,49	150,94	1383,66	217,90
167,64	0,056	0,917	0,193	0,177	2,27	1,90	441,97	74,09	1020,33	171,05	1462,30	245,14
177,80	0,056	0,972	0,197	0,191	2,27	2,14	458,39	81,50	1082,17	192,41	1540,56	273,91
Soma				1,545		13,58	5186,87	585,77	10017,80	1220,43	15204,67	1806,20

FH 491355

Tabela C. 5 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício com dimensões variadas ao longo da altura (Figura 5.9), vento incidindo na direção x , $f_x = 0,23$ Hz, forma modal $\phi = z/h$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno I

z (m)	A_i/A_0	ϕ_i	β_i	β_{i,x_i}	ψ_i	ψ_{i,x_i^2}	\bar{F} (kN)	\bar{M} (kN)	\hat{F} (kN)	\hat{M} (MN,m)	F (kN)	M (MN,m)
5,08	0,083	0,028	0,074	0,002	3,34	0,00	264,07	1,34	32,47	0,16	296,55	1,51
15,24	0,083	0,083	0,082	0,007	3,34	0,02	325,37	4,96	97,42	1,48	422,79	6,44
25,40	0,083	0,139	0,086	0,012	3,34	0,06	358,53	9,11	162,36	4,12	520,90	13,23
35,56	0,083	0,194	0,089	0,017	3,34	0,13	382,20	13,59	227,31	8,08	609,51	21,67
45,72	0,083	0,250	0,091	0,023	3,34	0,21	400,89	18,33	292,25	13,36	693,15	31,69
55,88	0,083	0,306	0,093	0,028	3,34	0,31	416,47	23,27	357,20	19,96	773,67	43,23
66,04	0,056	0,361	0,085	0,031	2,27	0,30	386,21	25,51	285,93	18,88	672,14	44,39
76,20	0,056	0,417	0,086	0,036	2,27	0,39	396,85	30,24	329,92	25,14	726,78	55,38
86,36	0,056	0,472	0,087	0,041	2,27	0,51	406,40	35,10	373,91	32,29	780,32	67,39
96,52	0,056	0,528	0,088	0,046	2,27	0,63	415,08	40,06	417,90	40,34	832,99	80,40
106,68	0,056	0,583	0,089	0,052	2,27	0,77	423,05	45,13	461,89	49,27	884,94	94,41
116,84	0,056	0,639	0,089	0,057	2,27	0,92	430,43	50,29	505,88	59,11	936,31	109,40
127,00	0,028	0,694	0,048	0,033	1,11	0,54	232,29	29,50	270,61	34,37	502,89	63,87
137,16	0,028	0,750	0,048	0,036	1,11	0,63	235,71	32,33	292,25	40,09	527,96	72,42
147,32	0,028	0,806	0,049	0,039	1,11	0,72	238,93	35,20	313,90	46,24	552,83	81,44
157,48	0,028	0,861	0,049	0,042	1,11	0,83	241,98	38,11	335,55	52,84	577,53	90,95
167,64	0,028	0,917	0,049	0,045	1,11	0,94	244,87	41,05	357,20	59,88	602,07	100,93
177,80	0,028	0,972	0,049	0,048	1,11	1,05	247,62	44,03	378,85	67,36	626,47	111,39
Soma				0,595		8,96	6046,98	517,14	5492,81	572,99	11539,79	1090,13

FH 349533

Tabela C. 6 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício com dimensões variadas ao longo da altura (Figura 5.9), vento incidindo na direção x , $f_x = 0,23$ Hz, forma modal $\phi = z/h$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno V

z (m)	A_i/A_0	ϕ_i	β_i	β_{i,x_i}	ψ_i	ψ_{i,x_i^2}	\bar{F} (kN)	\bar{M} (kN)	\hat{F} (kN)	\hat{M} (MN,m)	F (kN)	M (MN,m)
5,08	0,083	0,028	0,064	0,002	3,34	0,00	32,61	0,17	28,59	0,15	61,20	0,31
15,24	0,083	0,083	0,090	0,007	3,34	0,02	64,45	0,98	85,76	1,31	150,20	2,29
25,40	0,083	0,139	0,105	0,015	3,34	0,06	88,46	2,25	142,93	3,63	231,39	5,88
35,56	0,083	0,194	0,117	0,023	3,34	0,13	108,98	3,88	200,10	7,12	309,08	10,99
45,72	0,083	0,250	0,126	0,032	3,34	0,21	127,35	5,82	257,27	11,76	384,62	17,59
55,88	0,083	0,306	0,134	0,041	3,34	0,31	144,22	8,06	314,44	17,57	458,67	25,63
66,04	0,056	0,361	0,127	0,046	2,27	0,30	143,70	9,49	251,71	16,62	395,41	26,11
76,20	0,056	0,417	0,133	0,055	2,27	0,39	157,04	11,97	290,43	22,13	447,47	34,10
86,36	0,056	0,472	0,138	0,065	2,27	0,51	169,71	14,66	329,16	28,43	498,86	43,08
96,52	0,056	0,528	0,143	0,075	2,27	0,63	181,82	17,55	367,88	35,51	549,70	53,06
106,68	0,056	0,583	0,147	0,086	2,27	0,77	193,46	20,64	406,61	43,38	600,07	64,02
116,84	0,056	0,639	0,152	0,097	2,27	0,92	204,69	23,92	445,33	52,03	650,02	75,95
127,00	0,028	0,694	0,083	0,057	1,11	0,54	114,50	14,54	238,22	30,25	352,71	44,79
137,16	0,028	0,750	0,085	0,063	1,11	0,63	120,09	16,47	257,27	35,29	377,36	51,76
147,32	0,028	0,806	0,087	0,070	1,11	0,72	125,53	18,49	276,33	40,71	401,86	59,20
157,48	0,028	0,861	0,088	0,076	1,11	0,83	130,83	20,60	295,39	46,52	426,22	67,12
167,64	0,028	0,917	0,090	0,083	1,11	0,94	136,00	22,80	314,44	52,71	450,45	75,51
177,80	0,028	0,972	0,092	0,089	1,11	1,05	141,06	25,08	333,50	59,30	474,56	84,38
Soma				0,982		8,96	2384,50	237,36	4835,35	504,41	7219,86	741,76

FH 307695

Tabela C. 7 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção x , $f_x = 0,23$ Hz, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=1$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno I

z (m)	A_i/A_0	ϕ_i	β_i	β_{i,x_i}	ψ_i	ψ_{i,x_i^2}	\bar{F} (kN)	\bar{M} (kN)	\hat{F} (kN)	\hat{M} (MN,m)	F (kN)	M (MN,m)
5,08	0,056	0,001	0,066	0,000	2,27	0,00	237,23	1,21	0,99	0,01	238,23	1,21
15,24	0,056	0,012	0,073	0,001	2,27	0,00	292,30	4,45	8,72	0,13	301,01	4,59
25,40	0,056	0,032	0,076	0,002	2,27	0,00	322,09	8,18	23,57	0,60	345,66	8,78
35,56	0,056	0,061	0,079	0,005	2,27	0,01	343,35	12,21	44,94	1,60	388,30	13,81
45,72	0,056	0,097	0,081	0,008	2,27	0,02	360,15	16,47	72,22	3,30	432,37	19,77
55,88	0,056	0,141	0,082	0,012	2,27	0,05	374,14	20,91	104,80	5,86	478,94	26,76
66,04	0,056	0,191	0,084	0,016	2,27	0,08	386,21	25,51	142,07	9,38	528,28	34,89
76,20	0,056	0,247	0,085	0,021	2,27	0,14	396,85	30,24	183,47	13,98	580,32	44,22
86,36	0,056	0,308	0,086	0,026	2,27	0,21	406,40	35,10	228,41	19,73	634,82	54,82
96,52	0,056	0,372	0,087	0,032	2,27	0,31	415,08	40,06	276,36	26,67	691,44	66,74
106,68	0,056	0,440	0,088	0,039	2,27	0,44	423,05	45,13	326,78	34,86	749,84	79,99
116,84	0,056	0,511	0,088	0,045	2,27	0,59	430,43	50,29	379,20	44,31	809,63	94,60
127,00	0,056	0,584	0,089	0,052	2,27	0,77	437,30	55,54	433,17	55,01	870,47	110,55
137,16	0,056	0,658	0,090	0,059	2,27	0,98	443,74	60,86	488,28	66,97	932,02	127,84
147,32	0,056	0,733	0,090	0,066	2,27	1,22	449,81	66,27	544,17	80,17	993,98	146,43
157,48	0,056	0,809	0,091	0,074	2,27	1,48	455,55	71,74	600,56	94,58	1056,10	166,32
167,64	0,056	0,885	0,091	0,081	2,27	1,78	460,99	77,28	657,21	110,17	1118,20	187,45
177,80	0,056	0,962	0,092	0,088	2,27	2,10	466,17	82,89	713,96	126,94	1180,13	209,83
Soma				0,628		10,18	7100,86	704,32	5228,88	694,27	12329,74	1398,59

FH 327696

Tabela C. 8 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção x , $f_x = 0,23$ Hz, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=1$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno V

z (m)	A_i/A_0	ϕ_i	β_i	β_{i,x_i}	ψ_i	ψ_{i,x_i^2}	\bar{F} (kN)	\bar{M} (kN)	\hat{F} (kN)	\hat{M} (MN,m)	F (kN)	M (MN,m)
5,08	0,056	0,001	0,057	0,000	2,27	0,00	29,30	0,15	0,92	0,00	30,22	0,15
15,24	0,056	0,012	0,080	0,001	2,27	0,00	57,89	0,88	8,06	0,12	65,95	1,01
25,40	0,056	0,032	0,093	0,003	2,27	0,00	79,47	2,02	21,79	0,55	101,26	2,57
35,56	0,056	0,061	0,104	0,006	2,27	0,01	97,90	3,48	41,55	1,48	139,45	4,96
45,72	0,056	0,097	0,112	0,011	2,27	0,02	114,41	5,23	66,78	3,05	181,18	8,28
55,88	0,056	0,141	0,119	0,017	2,27	0,05	129,56	7,24	96,90	5,41	226,46	12,65
66,04	0,056	0,191	0,126	0,024	2,27	0,08	143,70	9,49	131,36	8,68	275,07	18,17
76,20	0,056	0,247	0,131	0,032	2,27	0,14	157,04	11,97	169,64	12,93	326,68	24,89
86,36	0,056	0,308	0,137	0,042	2,27	0,21	169,71	14,66	211,19	18,24	380,90	32,89
96,52	0,056	0,372	0,141	0,053	2,27	0,31	181,82	17,55	255,52	24,66	437,35	42,21
106,68	0,056	0,440	0,146	0,064	2,27	0,44	193,46	20,64	302,15	32,23	495,61	52,87
116,84	0,056	0,511	0,150	0,077	2,27	0,59	204,69	23,92	350,62	40,97	555,31	64,88
127,00	0,056	0,584	0,154	0,090	2,27	0,77	215,55	27,37	400,51	50,87	616,06	78,24
137,16	0,056	0,658	0,158	0,104	2,27	0,98	226,08	31,01	451,47	61,92	677,55	92,93
147,32	0,056	0,733	0,161	0,118	2,27	1,22	236,33	34,82	503,15	74,12	739,47	108,94
157,48	0,056	0,809	0,165	0,133	2,27	1,48	246,30	38,79	555,29	87,45	801,59	126,23
167,64	0,056	0,885	0,168	0,149	2,27	1,78	256,04	42,92	607,67	101,87	863,70	144,79
177,80	0,056	0,962	0,171	0,164	2,27	2,10	265,55	47,21	660,14	117,37	925,69	164,59
Soma				1,088		10,18	3004,81	339,34	4834,70	641,93	7839,51	981,27

FH 302992

Tabela C. 9 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção y, $f_y = 0,20$ Hz, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=1$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno I

z (m)	A_i/A_0	ϕ_i	β_i	β_{i,x_i}	ψ_i	ψ_{i,x_i^2}	\bar{F} (kN)	\bar{M} (kN)	\hat{F} (kN)	\hat{M} (MN,m)	F (kN)	M (MN,m)
5,08	0,056	0,001	0,076	0,000	2,27	0,00	409,51	2,08	1,80	0,01	411,31	2,09
15,24	0,056	0,012	0,084	0,001	2,27	0,00	504,56	7,69	15,82	0,24	520,38	7,93
25,40	0,056	0,032	0,088	0,003	2,27	0,00	555,99	14,12	42,78	1,09	598,77	15,21
35,56	0,056	0,061	0,091	0,006	2,27	0,01	592,69	21,08	81,57	2,90	674,27	23,98
45,72	0,056	0,097	0,093	0,009	2,27	0,02	621,68	28,42	131,08	5,99	752,77	34,42
55,88	0,056	0,141	0,095	0,013	2,27	0,05	645,84	36,09	190,21	10,63	836,06	46,72
66,04	0,056	0,191	0,096	0,018	2,27	0,08	666,67	44,03	257,88	17,03	924,55	61,06
76,20	0,056	0,247	0,098	0,024	2,27	0,14	685,04	52,20	333,01	25,38	1018,06	77,58
86,36	0,056	0,308	0,099	0,030	2,27	0,21	701,53	60,58	414,59	35,80	1116,12	96,39
96,52	0,056	0,372	0,100	0,037	2,27	0,31	716,51	69,16	501,61	48,42	1218,12	117,57
106,68	0,056	0,440	0,101	0,044	2,27	0,44	730,27	77,91	593,14	63,28	1323,41	141,18
116,84	0,056	0,511	0,102	0,052	2,27	0,59	743,00	86,81	688,28	80,42	1431,28	167,23
127,00	0,056	0,584	0,103	0,060	2,27	0,77	754,87	95,87	786,23	99,85	1541,10	195,72
137,16	0,056	0,658	0,103	0,068	2,27	0,98	765,99	105,06	886,26	121,56	1652,24	226,62
147,32	0,056	0,733	0,104	0,076	2,27	1,22	776,46	114,39	987,71	145,51	1764,17	259,90
157,48	0,056	0,809	0,105	0,085	2,27	1,48	786,36	123,84	1090,06	171,66	1876,42	295,50
167,64	0,056	0,885	0,105	0,093	2,27	1,78	795,75	133,40	1192,88	199,98	1988,64	333,38
177,80	0,056	0,962	0,106	0,102	2,27	2,10	804,70	143,08	1295,89	230,41	2100,59	373,49
Soma				0,722		10,18	12257,43	1216	9490,82	1260,15	21748,25	2475,95

FH 594793

Tabela C. 10 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção y, $f_y = 0,20$ Hz, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=1$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno V

z (m)	A_i/A₀	φ_i	β_i	β_{i,x_i}	ψ_i	ψ_{i,x_i²}	F̄ (kN)	M̄ (kN)	F̂ (kN)	M̂ (MN,m)	F (kN)	M (MN,m)
5,08	0,056	0,001	0,065	0,000	2,27	0,00	50,57	0,26	1,61	0,01	52,18	0,27
15,24	0,056	0,012	0,092	0,001	2,27	0,00	99,94	1,52	14,13	0,22	114,06	1,74
25,40	0,056	0,032	0,108	0,003	2,27	0,00	137,17	3,48	38,20	0,97	175,37	4,45
35,56	0,056	0,061	0,119	0,007	2,27	0,01	168,99	6,01	72,84	2,59	241,83	8,60
45,72	0,056	0,097	0,129	0,013	2,27	0,02	197,49	9,03	117,04	5,35	314,53	14,38
55,88	0,056	0,141	0,137	0,019	2,27	0,05	223,65	12,50	169,84	9,49	393,49	21,99
66,04	0,056	0,191	0,145	0,028	2,27	0,08	248,06	16,38	230,25	15,21	478,32	31,59
76,20	0,056	0,247	0,151	0,037	2,27	0,14	271,07	20,66	297,34	22,66	568,42	43,31
86,36	0,056	0,308	0,157	0,048	2,27	0,21	292,95	25,30	370,18	31,97	663,13	57,27
96,52	0,056	0,372	0,163	0,061	2,27	0,31	313,86	30,29	447,88	43,23	761,74	73,52
106,68	0,056	0,440	0,168	0,074	2,27	0,44	333,96	35,63	529,60	56,50	863,56	92,12
116,84	0,056	0,511	0,173	0,088	2,27	0,59	353,33	41,28	614,56	71,80	967,89	113,09
127,00	0,056	0,584	0,177	0,103	2,27	0,77	372,08	47,25	702,02	89,16	1074,10	136,41
137,16	0,056	0,658	0,181	0,119	2,27	0,98	390,26	53,53	791,33	108,54	1181,59	162,07
147,32	0,056	0,733	0,185	0,136	2,27	1,22	407,94	60,10	881,91	129,92	1289,86	190,02
157,48	0,056	0,809	0,189	0,153	2,27	1,48	425,16	66,95	973,30	153,28	1398,47	220,23
167,64	0,056	0,885	0,193	0,171	2,27	1,78	441,97	74,09	1065,11	178,56	1507,08	252,65
177,80	0,056	0,962	0,197	0,189	2,27	2,10	458,39	81,50	1157,09	205,73	1615,48	287,23
Soma				1,252		10,18	5186,87	585,77	8474,23	1125,17	13661,10	1710,94

FH 531083

Tabela C. 11 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção x, $f_x = 0,72$ Hz, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=2$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno I. Sem correção dos fatores dinâmicos para o 2º modo de vibração

z (m)	A_i/A_0	ϕ_i	β_i	β_{i,x_i}	ψ_i	ψ_{i,x_i^2}	\bar{F} (kN)	\bar{M} (kN)	\hat{F} (kN)	\hat{M} (MN,m)	F (kN)	M (MN,m)
5,08	0,056	-0,008	0,066	-0,001	2,27	0,00	237,23	1,21	1,92	0,01	239,15	1,21
15,24	0,056	-0,066	0,073	-0,005	2,27	0,01	292,30	4,45	15,65	0,24	307,94	4,69
25,40	0,056	-0,166	0,076	-0,013	2,27	0,06	322,09	8,18	39,04	0,99	361,13	9,17
35,56	0,056	-0,288	0,079	-0,023	2,27	0,19	343,35	12,21	67,95	2,42	411,30	14,63
45,72	0,056	-0,417	0,081	-0,034	2,27	0,39	360,15	16,47	98,38	4,50	458,53	20,96
55,88	0,056	-0,537	0,082	-0,044	2,27	0,65	374,14	20,91	126,70	7,08	500,84	27,99
66,04	0,056	-0,635	0,084	-0,053	2,27	0,91	386,21	25,51	149,67	9,88	535,88	35,39
76,20	0,056	-0,698	0,085	-0,059	2,27	1,11	396,85	30,24	164,69	12,55	561,55	42,79
86,36	0,056	-0,720	0,086	-0,062	2,27	1,18	406,40	35,10	169,82	14,67	576,23	49,76
96,52	0,056	-0,695	0,087	-0,060	2,27	1,09	415,08	40,06	163,87	15,82	578,95	55,88
106,68	0,056	-0,621	0,088	-0,054	2,27	0,87	423,05	45,13	146,43	15,62	569,48	60,75
116,84	0,056	-0,500	0,088	-0,044	2,27	0,57	430,43	50,29	117,85	13,77	548,28	64,06
127,00	0,056	-0,336	0,089	-0,030	2,27	0,26	437,30	55,54	79,13	10,05	516,43	65,59
137,16	0,056	-0,135	0,090	-0,012	2,27	0,04	443,74	60,86	31,83	4,37	475,57	65,23
147,32	0,056	0,094	0,090	0,008	2,27	0,02	449,81	66,27	-22,15	-3,26	427,66	63,00
157,48	0,056	0,343	0,091	0,031	2,27	0,27	455,55	71,74	-80,76	-12,72	374,78	59,02
167,64	0,056	0,602	0,091	0,055	2,27	0,82	460,99	77,28	-142,06	-23,82	318,93	53,46
177,80	0,056	0,867	0,092	0,080	2,27	1,70	466,17	82,89	-204,48	-36,36	261,69	46,53
Soma				-0,320		10,14	7100,86	704,32	923,46	35,80	8024,32	740,13

FH -104084

Tabela C. 12 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção x, $f_x = 0,72$ Hz, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=2$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno V. Sem correção dos fatores dinâmicos para o 2º modo de vibração

z (m)	A_i/A_0	ϕ_i	β_i	β_{i,x_i}	ψ_i	ψ_{i,x_i^2}	\bar{F} (kN)	\bar{M} (kN)	\hat{F} (kN)	\hat{M} (MN,m)	F (kN)	M (MN,m)
5,08	0,056	-0,008	0,057	0,000	2,27	0,00	29,30	0,15	1,76	0,01	31,06	0,16
15,24	0,056	-0,066	0,080	-0,005	2,27	0,01	57,89	0,88	14,41	0,22	72,31	1,10
25,40	0,056	-0,166	0,093	-0,015	2,27	0,06	79,47	2,02	35,97	0,91	115,44	2,93
35,56	0,056	-0,288	0,104	-0,030	2,27	0,19	97,90	3,48	62,60	2,23	160,50	5,71
45,72	0,056	-0,417	0,112	-0,047	2,27	0,39	114,41	5,23	90,64	4,14	205,05	9,37
55,88	0,056	-0,537	0,119	-0,064	2,27	0,65	129,56	7,24	116,72	6,52	246,29	13,76
66,04	0,056	-0,635	0,126	-0,080	2,27	0,91	143,70	9,49	137,89	9,11	281,60	18,60
76,20	0,056	-0,698	0,131	-0,092	2,27	1,11	157,04	11,97	151,73	11,56	308,77	23,53
86,36	0,056	-0,720	0,137	-0,098	2,27	1,18	169,71	14,66	156,46	13,51	326,16	28,17
96,52	0,056	-0,695	0,141	-0,098	2,27	1,09	181,82	17,55	150,97	14,57	332,80	32,12
106,68	0,056	-0,621	0,146	-0,091	2,27	0,87	193,46	20,64	134,91	14,39	328,37	35,03
116,84	0,056	-0,500	0,150	-0,075	2,27	0,57	204,69	23,92	108,57	12,69	313,26	36,60
127,00	0,056	-0,336	0,154	-0,052	2,27	0,26	215,55	27,37	72,90	9,26	288,45	36,63
137,16	0,056	-0,135	0,158	-0,021	2,27	0,04	226,08	31,01	29,32	4,02	255,41	35,03
147,32	0,056	0,094	0,161	0,015	2,27	0,02	236,33	34,82	-20,41	-3,01	215,92	31,81
157,48	0,056	0,343	0,165	0,056	2,27	0,27	246,30	38,79	-74,41	-11,72	171,89	27,07
167,64	0,056	0,602	0,168	0,101	2,27	0,82	256,04	42,92	-130,88	-21,94	125,16	20,98
177,80	0,056	0,867	0,171	0,148	2,27	1,70	265,55	47,21	-188,39	-33,49	77,16	13,72
Soma				-0,448		10,14	3004,81	339	850,79	32,98	3855,59	372,33

FH -95893

Tabela C. 13 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção y, $f_y = 0,66$ Hz, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=2$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno I. Sem correção dos fatores dinâmicos para o 2º modo de vibração

z (m)	A_i/A₀	φ_i	β_i	β_i,x_i	ψ_i	ψ_i,x_i²	F̄ (kN)	M̄ (kN)	F̂ (kN)	M̂ (MN,m)	F (kN)	M (MN,m)
5,08	0,056	-0,008	0,076	-0,001	2,27	0,00	409,51	2,08	3,26	0,02	412,77	2,10
15,24	0,056	-0,066	0,084	-0,006	2,27	0,01	504,56	7,69	26,63	0,41	531,19	8,10
25,40	0,056	-0,166	0,088	-0,015	2,27	0,06	555,99	14,12	66,45	1,69	622,44	15,81
35,56	0,056	-0,288	0,091	-0,026	2,27	0,19	592,69	21,08	115,65	4,11	708,34	25,19
45,72	0,056	-0,417	0,093	-0,039	2,27	0,39	621,68	28,42	167,45	7,66	789,13	36,08
55,88	0,056	-0,537	0,095	-0,051	2,27	0,65	645,84	36,09	215,64	12,05	861,48	48,14
66,04	0,056	-0,635	0,096	-0,061	2,27	0,91	666,67	44,03	254,75	16,82	921,42	60,85
76,20	0,056	-0,698	0,098	-0,068	2,27	1,11	685,04	52,20	280,32	21,36	965,36	73,56
86,36	0,056	-0,720	0,099	-0,071	2,27	1,18	701,53	60,58	289,04	24,96	990,57	85,55
96,52	0,056	-0,695	0,100	-0,069	2,27	1,09	716,51	69,16	278,91	26,92	995,42	96,08
106,68	0,056	-0,621	0,101	-0,063	2,27	0,87	730,27	77,91	249,23	26,59	979,50	104,49
116,84	0,056	-0,500	0,102	-0,051	2,27	0,57	743,00	86,81	200,58	23,44	943,58	110,25
127,00	0,056	-0,336	0,103	-0,034	2,27	0,26	754,87	95,87	134,68	17,10	889,55	112,97
137,16	0,056	-0,135	0,103	-0,014	2,27	0,04	765,99	105,06	54,17	7,43	820,16	112,49
147,32	0,056	0,094	0,104	0,010	2,27	0,02	776,46	114,39	-37,71	-5,55	738,75	108,83
157,48	0,056	0,343	0,105	0,036	2,27	0,27	786,36	123,84	-137,46	-21,65	648,89	102,19
167,64	0,056	0,602	0,105	0,063	2,27	0,82	795,75	133,40	-241,79	-40,53	553,96	92,87
177,80	0,056	0,867	0,106	0,092	2,27	1,70	804,70	143,08	-348,03	-61,88	456,67	81,20
Soma				-0,368		10,14	12257,43	1215,80	1571,77	60,94	13829,20	1276,73

FH -177155

Tabela C. 14 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção y, $f_y = 0,66$ Hz, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=2$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno V. Sem correção dos fatores dinâmicos para o 2º modo de vibração

z (m)	A_i/A₀	φ_i	β_i	β_i,x_i	ψ_i	ψ_i,x_i²	F̄ (kN)	M̄ (kN)	F̂ (kN)	M̂ (MN,m)	F (kN)	M (MN,m)
5,08	0,056	-0,008	0,065	-0,001	2,27	0,00	50,57	0,26	3,00	0,02	53,58	0,27
15,24	0,056	-0,066	0,092	-0,006	2,27	0,01	99,94	1,52	24,53	0,37	124,46	1,90
25,40	0,056	-0,166	0,108	-0,018	2,27	0,06	137,17	3,48	61,21	1,55	198,38	5,04
35,56	0,056	-0,288	0,119	-0,034	2,27	0,19	168,99	6,01	106,52	3,79	275,52	9,80
45,72	0,056	-0,417	0,129	-0,054	2,27	0,39	197,49	9,03	154,24	7,05	351,73	16,08
55,88	0,056	-0,537	0,137	-0,074	2,27	0,65	223,65	12,50	198,62	11,10	422,28	23,60
66,04	0,056	-0,635	0,145	-0,092	2,27	0,91	248,06	16,38	234,65	15,50	482,71	31,88
76,20	0,056	-0,698	0,151	-0,106	2,27	1,11	271,07	20,66	258,20	19,67	529,27	40,33
86,36	0,056	-0,720	0,157	-0,113	2,27	1,18	292,95	25,30	266,23	22,99	559,18	48,29
96,52	0,056	-0,695	0,163	-0,113	2,27	1,09	313,86	30,29	256,90	24,80	570,76	55,09
106,68	0,056	-0,621	0,168	-0,104	2,27	0,87	333,96	35,63	229,56	24,49	563,52	60,12
116,84	0,056	-0,500	0,173	-0,086	2,27	0,57	353,33	41,28	184,75	21,59	538,08	62,87
127,00	0,056	-0,336	0,177	-0,059	2,27	0,26	372,08	47,25	124,05	15,75	496,13	63,01
137,16	0,056	-0,135	0,181	-0,024	2,27	0,04	390,26	53,53	49,90	6,84	440,16	60,37
147,32	0,056	0,094	0,185	0,017	2,27	0,02	407,94	60,10	-34,73	-5,12	373,21	54,98
157,48	0,056	0,343	0,189	0,065	2,27	0,27	425,16	66,95	-126,62	-19,94	298,55	47,02
167,64	0,056	0,602	0,193	0,116	2,27	0,82	441,97	74,09	-222,71	-37,34	219,26	36,76
177,80	0,056	0,867	0,197	0,170	2,27	1,70	458,39	81,50	-320,56	-57,00	137,83	24,51
Soma				-0,515		10,14	5186,87	585,77	1447,73	56,13	6634,60	641,90

FH -163175

Tabela C. 15 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção x, $f_x = 0,72$ Hz, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=2$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno I. Com correção dos fatores dinâmicos para o 2º modo de vibração

z (m)	A_i/A₀	φ_i	β_i	β_{i,x_i}	ψ_i	ψ_{i,x_i²}	\bar{F} (kN)	\bar{M} (kN)	\hat{F} (kN)	\hat{M} (MN,m)	F (kN)	M (MN,m)
5,08	0,056	-0,008	0,066	-0,001	2,27	0,00	237,23	1,21	3,13	0,02	240,36	1,22
15,24	0,056	-0,066	0,073	-0,005	2,27	0,01	292,30	4,45	25,59	0,39	317,89	4,84
25,40	0,056	-0,166	0,076	-0,013	2,27	0,06	322,09	8,18	63,85	1,62	385,94	9,80
35,56	0,056	-0,288	0,079	-0,023	2,27	0,19	343,35	12,21	111,13	3,95	454,48	16,16
45,72	0,056	-0,417	0,081	-0,034	2,27	0,39	360,15	16,47	160,91	7,36	521,05	23,82
55,88	0,056	-0,537	0,082	-0,044	2,27	0,65	374,14	20,91	207,21	11,58	581,35	32,49
66,04	0,056	-0,635	0,084	-0,053	2,27	0,91	386,21	25,51	244,79	16,17	631,00	41,67
76,20	0,056	-0,698	0,085	-0,059	2,27	1,11	396,85	30,24	269,36	20,52	666,21	50,77
86,36	0,056	-0,720	0,086	-0,062	2,27	1,18	406,40	35,10	277,74	23,99	684,14	59,08
96,52	0,056	-0,695	0,087	-0,060	2,27	1,09	415,08	40,06	268,00	25,87	683,09	65,93
106,68	0,056	-0,621	0,088	-0,054	2,27	0,87	423,05	45,13	239,48	25,55	662,54	70,68
116,84	0,056	-0,500	0,088	-0,044	2,27	0,57	430,43	50,29	192,74	22,52	623,16	72,81
127,00	0,056	-0,336	0,089	-0,030	2,27	0,26	437,30	55,54	129,42	16,44	566,72	71,97
137,16	0,056	-0,135	0,090	-0,012	2,27	0,04	443,74	60,86	52,05	7,14	495,80	68,00
147,32	0,056	0,094	0,090	0,008	2,27	0,02	449,81	66,27	-36,23	-5,34	413,58	60,93
157,48	0,056	0,343	0,091	0,031	2,27	0,27	455,55	71,74	-132,09	-20,80	323,46	50,94
167,64	0,056	0,602	0,091	0,055	2,27	0,82	460,99	77,28	-232,34	-38,95	228,65	38,33
177,80	0,056	0,867	0,092	0,080	2,27	1,70	466,17	82,89	-334,42	-59,46	131,75	23,43
Soma				-0,320		10,14	7100,86	704,32	1510,31	58,55	8611,16	762,88
FH	-170228											

Tabela C. 16 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção x , $f_x = 0,72$ Hz, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=2$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno V. Com correção dos fatores dinâmicos para o 2º modo de vibração

z (m)	A_i/A_0	ϕ_i	β_i	β_{i,x_i}	ψ_i	ψ_{i,x_i^2}	\bar{F} (kN)	\bar{M} (kN)	\hat{F} (kN)	\hat{M} (MN,m)	F (kN)	M (MN,m)
5,08	0,056	-0,008	0,057	0,000	2,27	0,00	29,30	0,15	2,89	0,01	32,18	0,16
15,24	0,056	-0,066	0,080	-0,005	2,27	0,01	57,89	0,88	23,57	0,36	81,47	1,24
25,40	0,056	-0,166	0,093	-0,015	2,27	0,06	79,47	2,02	58,83	1,49	138,29	3,51
35,56	0,056	-0,288	0,104	-0,030	2,27	0,19	97,90	3,48	102,38	3,64	200,28	7,12
45,72	0,056	-0,417	0,112	-0,047	2,27	0,39	114,41	5,23	148,24	6,78	262,65	12,01
55,88	0,056	-0,537	0,119	-0,064	2,27	0,65	129,56	7,24	190,90	10,67	320,47	17,91
66,04	0,056	-0,635	0,126	-0,080	2,27	0,91	143,70	9,49	225,52	14,89	369,23	24,38
76,20	0,056	-0,698	0,131	-0,092	2,27	1,11	157,04	11,97	248,16	18,91	405,19	30,88
86,36	0,056	-0,720	0,137	-0,098	2,27	1,18	169,71	14,66	255,88	22,10	425,59	36,75
96,52	0,056	-0,695	0,141	-0,098	2,27	1,09	181,82	17,55	246,91	23,83	428,74	41,38
106,68	0,056	-0,621	0,146	-0,091	2,27	0,87	193,46	20,64	220,64	23,54	414,10	44,18
116,84	0,056	-0,500	0,150	-0,075	2,27	0,57	204,69	23,92	177,57	20,75	382,26	44,66
127,00	0,056	-0,336	0,154	-0,052	2,27	0,26	215,55	27,37	119,23	15,14	334,78	42,52
137,16	0,056	-0,135	0,158	-0,021	2,27	0,04	226,08	31,01	47,96	6,58	274,04	37,59
147,32	0,056	0,094	0,161	0,015	2,27	0,02	236,33	34,82	-33,38	-4,92	202,95	29,90
157,48	0,056	0,343	0,165	0,056	2,27	0,27	246,30	38,79	-121,69	-19,16	124,61	19,62
167,64	0,056	0,602	0,168	0,101	2,27	0,82	256,04	42,92	-214,05	-35,88	41,98	7,04
177,80	0,056	0,867	0,171	0,148	2,27	1,70	265,55	47,21	-308,10	-54,78	-42,55	-7,57
Soma				-0,448		10,14	3004,81	339,34	1391,44	53,95	4396,25	393,29
FH	-156831											

Tabela C. 17 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção y, $f_y = 0,66$ Hz, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=2$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno I. Com correção dos fatores dinâmicos para o 2º modo de vibração

z (m)	A_i/A₀	φ_i	β_i	β_{i,x_i}	ψ_i	ψ_{i,x_i²}	F̄ (kN)	M̄ (kN)	F̂ (kN)	M̂ (MN,m)	F (kN)	M (MN,m)
5,08	0,0556	-0,008	0,0755	-0,0006	2,27	0,00	409,51	2,08	5,39	0,03	414,90	2,11
15,24	0,0556	-0,066	0,0838	-0,0056	2,27	0,01	504,56	7,69	44,03	0,67	548,59	8,36
25,40	0,0556	-0,166	0,0880	-0,0146	2,27	0,06	555,99	14,12	109,87	2,79	665,86	16,91
35,56	0,0556	-0,288	0,0909	-0,0262	2,27	0,19	592,69	21,08	191,21	6,80	783,91	27,88
45,72	0,0556	-0,417	0,0931	-0,0388	2,27	0,39	621,68	28,42	276,87	12,66	898,55	41,08
55,88	0,0556	-0,537	0,0949	-0,0510	2,27	0,65	645,84	36,09	356,54	19,92	1002,38	56,01
66,04	0,0556	-0,635	0,0964	-0,0612	2,27	0,91	666,67	44,03	421,20	27,82	1087,87	71,84
76,20	0,0556	-0,698	0,0977	-0,0682	2,27	1,11	685,04	52,20	463,47	35,32	1148,52	87,52
86,36	0,0556	-0,720	0,0989	-0,0712	2,27	1,18	701,53	60,58	477,90	41,27	1179,43	101,86
96,52	0,0556	-0,695	0,0999	-0,0694	2,27	1,09	716,51	69,16	461,15	44,51	1177,66	113,67
106,68	0,0556	-0,621	0,1009	-0,0626	2,27	0,87	730,27	77,91	412,07	43,96	1142,34	121,87
116,84	0,0556	-0,500	0,1017	-0,0509	2,27	0,57	743,00	86,81	331,64	38,75	1074,64	125,56
127,00	0,0556	-0,336	0,1026	-0,0344	2,27	0,26	754,87	95,87	222,68	28,28	977,55	124,15
137,16	0,0556	-0,135	0,1033	-0,0139	2,27	0,04	765,99	105,06	89,57	12,28	855,55	117,35
147,32	0,0556	0,094	0,1040	0,0098	2,27	0,02	776,46	114,39	-62,34	-9,18	714,11	105,20
157,48	0,0556	0,343	0,1047	0,0359	2,27	0,27	786,36	123,84	-227,28	-35,79	559,08	88,04
167,64	0,0556	0,602	0,1053	0,0634	2,27	0,82	795,75	133,40	-399,78	-67,02	395,97	66,38
177,80	0,0556	0,867	0,1059	0,0918	2,27	1,70	804,70	143,08	-575,43	-102,31	229,27	40,76
Soma				-0,3678		10,14	12257,43	1215,80	2598,76	100,75	14856,19	1316,55
FH	-292908											

Tabela C. 18 – Cálculos parciais do MMD (modificado) para edifício CAARC, vento incidindo na direção y, $f_y = 0,66$ Hz, forma modal de acordo com a eq. (5.12) para $n=2$, $\zeta = 1\%$, categoria de terreno V. Com correção dos fatores dinâmicos para o 2º modo de vibração

z (m)	A_i/A_0	ϕ_i	β_i	β_{i,x_i}	ψ_i	ψ_{i,x_i^2}	\bar{F} (kN)	\bar{M} (kN)	\hat{F} (kN)	\hat{M} (MN,m)	F (kN)	M (MN,m)
5,08	0,0556	-0,0081	0,0653	-0,0005	2,27	0,00	50,57	0,26	4,97	0,03	55,54	0,28
15,24	0,0556	-0,0664	0,0918	-0,0061	2,27	0,01	99,94	1,52	40,55	0,62	140,49	2,14
25,40	0,0556	-0,1656	0,1075	-0,0178	2,27	0,06	137,17	3,48	101,20	2,57	238,37	6,05
35,56	0,0556	-0,2882	0,1194	-0,0344	2,27	0,19	168,99	6,01	176,12	6,26	345,12	12,27
45,72	0,0556	-0,4173	0,1290	-0,0538	2,27	0,39	197,49	9,03	255,02	11,66	452,51	20,69
55,88	0,0556	-0,5373	0,1373	-0,0738	2,27	0,65	223,65	12,50	328,40	18,35	552,06	30,85
66,04	0,0556	-0,6348	0,1446	-0,0918	2,27	0,91	248,06	16,38	387,96	25,62	636,02	42,00
76,20	0,0556	-0,6985	0,1512	-0,1056	2,27	1,11	271,07	20,66	426,90	32,53	697,97	53,19
86,36	0,0556	-0,7202	0,1572	-0,1132	2,27	1,18	292,95	25,30	440,19	38,01	733,14	63,31
96,52	0,0556	-0,6950	0,1627	-0,1131	2,27	1,09	313,86	30,29	424,76	41,00	738,62	71,29
106,68	0,0556	-0,6210	0,1678	-0,1042	2,27	0,87	333,96	35,63	379,56	40,49	713,51	76,12
116,84	0,0556	-0,4998	0,1726	-0,0863	2,27	0,57	353,33	41,28	305,47	35,69	658,80	76,97
127,00	0,0556	-0,3356	0,1771	-0,0594	2,27	0,26	372,08	47,25	205,11	26,05	577,19	73,30
137,16	0,0556	-0,1350	0,1814	-0,0245	2,27	0,04	390,26	53,53	82,50	11,32	472,76	64,84
147,32	0,0556	0,0940	0,1855	0,0174	2,27	0,02	407,94	60,10	-57,42	-8,46	350,52	51,64
157,48	0,0556	0,3425	0,1893	0,0649	2,27	0,27	425,16	66,95	-209,35	-32,97	215,82	33,99
167,64	0,0556	0,6025	0,1930	0,1163	2,27	0,82	441,97	74,09	-368,23	-61,73	73,74	12,36
177,80	0,0556	0,8672	0,1966	0,1705	2,27	1,70	458,39	81,50	-530,02	-94,24	-71,63	-12,74
Soma				-0,5154		10,14	5186,87	585,77	2393,68	92,80	7580,55	678,57
5,08	-269793											

ANEXO D – Proposta de Texto para o item 9 da NBR6123

Neste item é apresentada uma proposta para o texto do item 9 da NBR6123 - Efeitos dinâmicos devidos à turbulência atmosférica, de forma a adequá-lo às alterações no método do modelo discreto propostas neste trabalho. Os trechos taxados são aqueles a serem retirados e os em itálico a serem acrescentados.

9.2.2.2 Modelo discreto

“...”

“Em geral, um modelo com $n = 10$ é suficiente para ser obtida uma precisão adequada nos resultados. Um número maior de elementos poderá ser necessário se a edificação apresentar ao longo dela variações importantes em suas características. Uma vez estabelecido o modelo da estrutura, devem ser determinadas, empregando métodos da teoria de vibrações de estruturas, a frequência natural f_j (Hz) e a forma modal” $\vec{X}_j \vec{x}_j$ “correspondente ao modo” *de vibração j em análise j , para $j = 1, 2, \dots, r$, sendo $r < n$ o número de modos que serão retidos na solução.* “Como foi indicado em 9.2.21, a retenção de um único modo ($j = 1$) é usualmente suficiente, exceto no caso de edificações muito esbeltas e/ou com rigidez fortemente variável. Nestes casos, devem ser computadas sucessivamente as contribuições dos modos 1, 2, etc., até que as forças equivalentes associadas ao último modo calculado ($j=r$) sejam desprezíveis.”

O método do modelo discreto apresentado no item 9.3.2 desta norma permite apenas o cálculo da contribuição do 1º e 2º modo típicos de flexão, em que a forma modal do 1º modo segue a expressão $x = (z/h)^y$ e a do 2º modo apresenta apenas uma inversão do sinal.

Caso a contribuição do 2º modo de vibração não seja considerada suficiente para alcançar uma boa aproximação para a resposta dinâmica completa da estrutura, usualmente quando os demais modos apresentam frequência de vibração abaixo de 1Hz, outro método de cálculo mais detalhado deve ser adotado.

“...”

9.3.2 Método do modelo discreto

“9.3.2.1 Determinação das contribuições modais

Para cada modo de vibração j ”, *para $j = 1$ ou 2* , “com componentes $(x_i)_i = x_i$, a força total X_i devida ao vento na direção da coordenada i é dada por:”

“...”

“Nas equações precedentes, m_0 e A_0 denotam, ” *respectivamente*, “uma massa e uma área arbitrárias de referência e ξ é o” ~~coeficiente de amplificação dinâmica~~ *fator dinâmico*. *O fator dinâmico a ser utilizado quando considerado o 1º modo de flexão ($j=1$), ξ_1 , é obtido diretamente “através das Figuras 14 a 18 para as cinco categorias de terreno desta Norma. Para situações não contempladas nestas figuras, ξ_1 pode ser determinado por interpolação ou extrapolação.”*

Para o cálculo da contribuição do 2º modo de flexão ($j=2$), ξ é obtido através de uma correção aplicada ao ξ_1 pelo coeficiente C_2 obtido da figura 19 (gráfico da Figura 5.15 deste trabalho)

assim: Para o 1º modo típico de flexão: $\xi = \xi_1$

Para o 2º modo típico de flexão: $\xi = \xi_1 C_2$

“9.3.2.2 Combinação das contribuições modais

Quando” ~~r modos são retidos na solução ($r > 1$)~~ o 2º modo de flexão é retido na solução, “o efeito combinado” *deste com o 1º modo* “pode ser computado pelo critério da raiz quadrada da soma dos quadrados. Após a obtenção da resposta para cada modo j ” ($j=1, \dots, r$) $j = 1$ e 2), “devem ser determinadas todas as variáveis de interesse associadas a cada modo. Indicando com \hat{Q}_j uma variável estática qualquer (força, momento fletor, tensão, etc.), ou geométrica (deformação, deslocamento, giro), correspondente ao modo j , a superposição de efeitos é calculada por:

$$\hat{Q} = \sqrt{\hat{Q}_1^2 + \hat{Q}_2^2}$$

A equação precedente é aplicável quando as frequências naturais f_j ” ($j=1, \dots, r$) $j = 1$ e 2) “estão razoavelmente espaçadas, ou seja, quando não há frequências muito próximas.”

ANEXO E – Cálculos Intermediários para a Definição dos Coeficientes Estruturais do Eurocódigo 1-4/2005

Neste anexo são apresentados os cálculos intermediários para a obtenção dos coeficientes estruturais de acordo com o procedimento 1 do Eurocódigo 1-4/2005, necessários aos estudos realizados no capítulo 6 deste trabalho. São apresentados os cálculos para os edifícios CAARC e E16, de acordo com as características de vento e terreno descritas no item 6.2.2.

Tabela E. 1 – Coeficiente estrutural $c_s c_d$ (procedimento 1 do Eurocódigo 1-4/2005) para o edifício CAARC, calculado segundo o vento atuando na direção x

Freq. (Hz)	$I(z_s)$	α	$L(z_s)$	B^2	c_s	$\bar{U}(z_e)$ (m/s)	$f_L(z, f)$	$S_L(z, f)$	δ	
0,20	0,18	0,63	205,52	0,52	0,84	22,19	1,85	0,09	0,06	
0,50	0,18	0,63	205,52	0,52	0,84	22,19	4,63	0,05	0,06	
1,00	0,18	0,63	205,52	0,52	0,84	22,19	9,26	0,03	0,06	
1,50	0,18	0,63	205,52	0,52	0,84	22,19	13,89	0,02	0,06	
Freq. (Hz)	η_h	η_b	R_h	R_b	R^2	v (Hz)	T (s)	k_p	c_d	$c_s c_d$
0,20	7,58	1,26	0,12	0,50	0,42	0,13	600	3,16	1,10	0,93
0,50	18,96	3,16	0,05	0,27	0,05	0,15	600	3,20	1,00	0,84
1,00	37,91	6,32	0,03	0,15	0,01	0,13	600	3,16	1,00	0,84
1,50	56,87	9,48	0,02	0,10	0,00	0,12	600	3,13	1,00	0,84

Tabela E. 2 – Coeficiente estrutural $c_s c_d$ (procedimento 1 do Eurocódigo 1-4/2005) para o edifício CAARC, calculado segundo o vento atuando na direção y

Freq. (Hz)	$I(z_s)$	α	$L(z_s)$	B^2	c_s	$\bar{U}(z_e)$ (m/s)	$f_L(z, f)$	$S_L(z, f)$	δ	
0,20	0,18	0,63	205,52	0,51	0,84	21,94	1,87	0,09	0,06	
0,50	0,18	0,63	205,52	0,51	0,84	21,94	4,68	0,05	0,06	
1,00	0,18	0,63	205,52	0,51	0,84	21,94	9,37	0,03	0,06	
1,50	0,18	0,63	205,52	0,51	0,84	21,94	14,05	0,02	0,06	
Freq. (Hz)	η_h	η_b	R_h	R_b	R^2	v (Hz)	T (s)	k_p	c_d	$c_s c_d$
0,20	7,67	1,92	0,12	0,39	0,32	0,12	600	3,14	1,07	0,90
0,50	19,17	4,79	0,05	0,19	0,04	0,13	600	3,15	1,00	0,84
1,00	38,35	9,59	0,03	0,10	0,01	0,11	600	3,10	1,00	0,84
1,50	57,52	14,38	0,02	0,07	0,00	0,10	600	3,06	1,00	0,84

Tabela E. 3 – Coeficiente estrutural $c_s c_d$ (procedimento 1 do Eurocódigo 1-4/2005) para o edifício E16, calculado segundo o vento atuando na direção x

Freq. (Hz)	$I(z_s)$	α	$L(z_s)$	B^2	c_s	$\bar{U}(z_e)$ (m/s)	$f_L(z, f)$	$S_L(z, f)$	δ	
0,20	0,27	0,70	139,44	0,54	0,83	18,65	1,50	0,10	0,06	
0,50	0,27	0,70	139,44	0,54	0,83	18,65	3,74	0,06	0,06	
1,00	0,27	0,70	139,44	0,54	0,83	18,65	7,48	0,04	0,06	
1,50	0,27	0,70	139,44	0,54	0,83	18,65	11,21	0,03	0,06	
Freq. (Hz)	η_h	η_b	R_h	R_b	R^2	v (Hz)	T (s)	k_p	c_d	$c_s c_d$
0,20	5,49	0,75	0,17	0,64	0,82	0,16	600	3,21	1,26	1,04
0,50	13,71	1,88	0,07	0,39	0,12	0,21	600	3,31	1,03	0,85
1,00	27,43	3,76	0,04	0,23	0,02	0,20	600	3,29	1,00	0,83
1,50	41,14	5,64	0,02	0,16	0,01	0,19	600	3,27	1,00	0,83

Tabela E. 4 – Coeficiente estrutural $c_s c_d$ (procedimento 1 do Eurocódigo 1-4/2005) para o edifício E16, calculado segundo o vento atuando na direção y

Freq. (Hz)	$I(z_s)$	α	$L(z_s)$	B^2	c_s	$\bar{U}(z_e)$ (m/s)	$f_L(z, f)$	$S_L(z, f)$	δ	
0,20	0,27	0,70	139,44	0,51	0,81	18,55	1,50	0,10	0,06	
0,50	0,27	0,70	139,44	0,51	0,81	18,55	3,76	0,06	0,06	
1,00	0,27	0,70	139,44	0,51	0,81	18,55	7,52	0,04	0,06	
1,50	0,27	0,70	139,44	0,51	0,81	18,55	11,28	0,03	0,06	
Freq. (Hz)	η_h	η_b	R_h	R_b	R^2	v (Hz)	T (s)	k_p	c_d	$c_s c_d$
0,20	5,52	1,93	0,16	0,39	0,49	0,14	600	3,18	1,15	0,94
0,50	13,79	4,82	0,07	0,19	0,06	0,16	600	3,22	1,00	0,81
1,00	27,58	9,64	0,04	0,10	0,01	0,14	600	3,17	1,00	0,81
1,50	41,37	14,46	0,02	0,07	0,00	0,12	600	3,14	1,00	0,81