



**ANÁLISE DA RESPOSTA TRANSVERSAL DE
EDIFÍCIOS ALTOS PRISMÁTICOS SOB A AÇÃO DO
VENTO**

Amir Mahdi Araghi

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL**

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

**Faculdade de Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil**

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISE DA RESPOSTA TRANSVERSAL DE EDIFÍCIOS
ALTOS PRISMÁTICOS SOB A AÇÃO DO VENTO

Amir Mahdi Araghi

Orientador: Prof. José Luis Vital de Brito, DSc. (ENC-UnB)

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

BRASÍLIA/DF: 30 de Janeiro de 2020

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE DA RESPOSTA TRANSVERSAL DE EDIFÍCIOS
ALTOS PRISMÁTICOS SOB A AÇÃO DO VENTO**

Amir Mahdi Araghi

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS PARCIAIS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. José Luis Vital de Brito, DSc. (ENC-UnB)
(Orientador)

Profa. Graciela Doz de Carvalho, DSc. (ENC-UnB)
(Examinadora Interna)

Profa. Suzana Moreira Ávila, DSc. (UnB-GAMA)
(Examinadora Externa)

Prof. Lineu José Pedroso, DSc. (ENC-UnB)
(Examinador Suplente)

BRASÍLIA/DF, 30 DE JANEIRO DE 2020.

FICHA CATALOGRÁFICA

Araghi, A. M.

ANÁLISE DA RESPOSTA TRANSVERSAL DE EDIFÍCIOS ALTOS PRISMÁTICOS SOB A AÇÃO DO VENTO [Distrito Federal] 2019.

84p. (ENC/FT/UnB, Mestre, ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL, 2019.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM - Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil.

Palavras-chave:

- | | |
|------------------------------|-------------------------|
| 1. Análise Dinâmica do Vento | 2. Resposta Transversal |
| 3. CAARC | 4. Modelo Analítico |
| 5. Métodos Normativos | |
| I. ENC/FT/UnB | |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

Araghi, A. M.(2019). ANÁLISE DA RESPOSTA TRANSVERSAL DE EDIFÍCIOS ALTOS PRISMÁTICOS SOB A AÇÃO DO VENTO. DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL, Publicação ENC, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, 84p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Amir Mahdi Araghi.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: ANÁLISE DA RESPOSTA TRANSVERSAL DE EDIFÍCIOS ALTOS PRISMÁTICOS SOB A AÇÃO DO VENTO.

GRAU / ANO: MESTRE / 2019

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Amir Mahdi Araghi
amirmahdiaraghi74@gmail.com

Agradecimento

Agradeço à Deus, familiares, irmãos e principalmente aos meus pais, Mohsen e Rezvan, que dão todo o suporte e incentivo em minha vida; com trabalho e dedicação me deram educação e condições de ingressar no mestrado.

À minha esposa Asmá por ter sido, sem dúvidas, a pessoa que mais me incentivou e acreditou na minha capacidade.

Agradeço a todos meus amigos do PECC, que felizmente não são poucos.

À toda equipe de funcionários e professores do PECC, principalmente ao meu orientador, José Luis Vital de Brito, pelos conhecimentos transmitidos na área da Engenharia Estrutural, na qual escolhi para seguir na vida profissional. Agradeço aos amigos Thiarly Lavôr e Henrique Castro por toda ajuda fornecida.

Ao CNPq pela concessão de bolsa de estudos.

Aos meus familiares e amigos...

Resumo

ANÁLISE DA RESPOSTA TRANSVERSAL DE EDIFÍCIOS ALTOS PRISMÁTICOS SOB A AÇÃO DO VENTO

Autor: Amir Mahdi Araghi

Orientador: Prof. José Luis Vital de Brito, DSc. (ENC-UnB)

Programa de Pós Graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, March 2, 2020

Junto com o crescimento de comunidades e grandes cidades nas últimas décadas, surgiu a necessidade de se construir edifícios cada vez mais altos e mais concentrados. Assim, é de grande importância a análise e consideração das cargas e efeitos do vento nos projetos estruturais de edifícios altos para garantir a segurança estrutural e os requisitos de projeto. O objetivo desse trabalho foi a elaboração de um estudo comparativo entre os métodos teóricos de estimativa de respostas em termos de esforços solicitantes em edifícios altos na direção transversal do vento, com aqueles obtidos de ensaios com modelos padrões de edifícios altos em túnel de vento disponíveis na literatura, considerando o aspecto dinâmico do mesmo. A análise comparativa foi realizada entre os resultados de um método analítico (o método matemático sugerido por Liang et al. (2002)), três procedimentos normativos (AS/NZ-2011 (Austrália e Nova Zelândia), AIJ-2004 (Japão) e GB50009-2012 (China)) e os resultados experimentais extraídos de ensaios de túnel de vento como os apresentados na literatura. Os resultados foram comparados com o intuito de verificar a precisão das normas e do modelo analítico com os modelos experimentais. Os resultados mostraram que o método analítico e os três métodos teóricos podem fornecer resultados semelhantes e de boa concordância com os experimentais para um edifício simples e plano, situado em um ambiente livre de obstáculos e em diferentes categorias de terreno, e, assim eles podem ser considerados confiáveis e aplicáveis.

Palavras-chaves: Análise Dinâmica do Vento; Resposta Transversal; CAARC; Modelo Analítico; Métodos Normativos.

Abstract

ANALYSIS OF THE ACROSS-WIND RESPONSE OF TALL PRISMATIC BUILDINGS

Author: Amir Mahdi Araghi

Supervisor: Prof. José Luis Vital de Brito, DSc. (ENC-UnB)

Programa de Pós Graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, 2019

Along with the growth of communities and large cities in recent decades, the need has arisen to build much more higher and concentrated buildings. Thus, it is of great importance to analyze and consider wind loads and effects in structural design of tall buildings to ensure structural safety and design requirements. The aim of this work was to elaborate a comparative study between the theoretical methods of estimation of responses in terms of requesting efforts in tall buildings in the crosswind direction, with those obtained from tests with standard models of wind tunnel tall buildings available in the considering the dynamic aspect of it. Comparative analysis was performed between the results of an analytical method (the mathematical method suggested by Liang et al. (2002)), three normative procedures (AS / NZ-2011 (Australia and New Zealand), AIJ-2004 (Japan) and GB50009-2012 (China)) and experimental results extracted from wind tunnel tests as presented in literature. The results were compared in order to verify the accuracy of the standards and the analytical model with the experimental models. The results showed that the analytical method and the three theoretical methods can provide similar results that are in good agreement with the experimental ones for a simple and flat building, situated in an obstacle free environment and in different terrain categories, and thus they can be considered reliable and applicable.

Key-words: Dynamic Wind Analysis; Crosswind Response; CAARC; Analytic Model; Normative Methods.

Sumário

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Considerações Iniciais	1
1.2	Motivação	2
1.3	Objetivos	2
1.3.1	Objetivo Geral	2
1.3.2	Objetivos Específicos	2
1.4	Metodologia	3
1.5	Estrutura do Trabalho	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	Vibrações na direção transversal ao vento	5
2.2	Características do Vento	7
2.2.1	Perfil Vertical da Velocidade Média	8
3	EFEITOS TRANSVERSAIS NAS ESTRUTURAS DEVIDOS AO VENTO	10
3.1	Excitação devido a turbulência incidente	10
3.2	Excitação de Esteira	12
3.2.1	Parâmetros Adimensionais	13
3.2.2	Características das Forças Induzidas por Desprendimento de Vórtices	15
3.3	Excitações devidos a movimentos da estrutura por vento transversal	17
3.3.1	Excitação de Galope	18
3.3.2	Excitação de <i>Lock-in</i>	20
3.3.3	Excitação de Drapejamento	22
4	AVALIAÇÃO DA RESPOSTA TRANSVERSAL DE EDIFÍCIOS ALTOS	24
4.1	Métodos de Avaliação	24
4.1.1	Modelo matemático de Liang et al.(2002)	24
4.1.1.1	Força RMS transversal ao vento	27
4.1.1.2	Momento RMS de base transversal ao vento	28

4.1.2	Procedimento normativo da GB50009 2012 (China)	29
4.1.2.1	Força máxima transversal ao vento	29
4.1.2.2	Momento máximo de base transversal ao vento	34
4.1.2.3	Força RMS transversal ao vento e Momento RMS de base transversal ao vento	34
4.1.3	Procedimento normativo do AIJ 2004 (Japão)	34
4.1.3.1	Força máxima transversal ao vento	35
4.1.3.2	Momento máximo de base transversal ao vento	36
4.1.3.3	Força RMS transversal ao vento e Momento RMS de base transversal ao vento	37
4.1.4	Procedimento normativo da AS/NZ 2011 (Austrália e Nova Zelândia)	37
4.1.4.1	Força máxima transversal ao vento	37
4.1.4.2	Momento máximo de base transversal ao vento	43
4.2	Método Experimental	43
4.2.1	A Técnica de Integração de Pressões em Alta Frequência (HFPI)	44
4.2.2	Modelo de Edifício Alto Padrão de CAARC	49
5	RESULTADOS E ANÁLISES COMPARATIVAS	51
5.1	Análise comparativa dos métodos teóricos	51
5.1.1	Velocidade Básica do Vento	51
5.1.2	Tempo Médio	51
5.1.3	Perfil da Velocidade do Vento	52
5.1.4	Categorias e Parâmetros	52
5.2	Resultados e Análises	54
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	61
6.1	Conclusões	61
6.2	Sugestões para trabalhos futuros	62
	REFERÊNCIAS	64
	APÊNDICE A	67

Lista de Figuras

Figura 1.1 – Ângulos de incidência do vento (LAVÔR, 2017).	3
Figura 2.1 – Perfil da velocidade do vento.	7
Figura 2.2 – Resposta da estrutura (BRONZATTO, 2012).	8
Figura 3.1 – Principais variáveis e mecanismos associados à resposta transversais do vento das estruturas (SAUNDERS E MELBOURNE, 1975).	11
Figura 3.2 – Formação de vórtices na sequência de um objeto de forma rombuda (não aerodinâmico).	13
Figura 3.3 – Distribuição de frequência de forças induzidas pela esteira para várias estruturas e turbulência de fluxo livre (SAUNDERS e MELBOURNE, 1975).	16
Figura 3.4 – Componentes das forças e respostas induzidas pelo vento (KWOK, 2013).	19
Figura 3.5 – Mecanismo de excitação lock-in (KWOK, 2013)	21
Figura 3.6 – Modelo físico do fenômeno de drapejamento nas estruturas leves e flexíveis.	22
Figura 4.1 – Comparação do espectro da força transversal ao vento entre equação proposta e resultados experimentais (LIANG et al., 2002).	26
Figura 4.2 – Função de densidade espectral de potência de força lateral, para as quatro categorias de terreno definida por norma chinesa (JIN et al., 2012).	32
Figura 4.3 – Forma de canto (JIN et al., 2012).	32
Figura 4.4 – Coeficiente de espectro da força transversal do vento para uma seção quadrada 3:1:1 (AS/NZ, 2011).	40
Figura 4.5 – Coeficiente de espectro da força transversal do vento para uma seção quadrada 6:1:1 (AS/NZ, 2011).	41
Figura 4.6 – Coeficiente de espectro da força transversal do vento para uma seção retangular 6:2:1 (AS/NZ, 2011).	41
Figura 4.7 – Coeficiente de espectro da força transversal do vento para uma seção retangular 6:1:2 (AS/NZ, 2011).	42
Figura 4.8 – Túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann (VIEIRA, 2016)	44
Figura 4.9 – Modelo reduzido com tomadas de pressões usando a técnica HFPI (LAVÔR, 2017).	45

Figura 4.10–Referências para conversão de um registro de pressão dinâmica em um registro de parcelas de componentes horizontais de força F_x e F_y e de momento torçor M_z para uma seção transversal de edificação (SARTORI, 2010).	46
Figura 4.11–Geometria do CAARC Standard Tall Building (LAVÔR, 2017).	50
Figura 4.12–Distribuição das tomadas de pressão no CAARC (SARTORI, 2010).	50
Figura 5.1 – Comparação de forças RMS transversais do vento na base do edifício pelos métodos normativos de AIJ (2004) e GB50009 (2012), o método analítico do Liang et al. (2002) e os resultados obtidos pelo túnel de vento como função de velocidade reduzida	55
Figura 5.2 – Comparação de momentos RMS transversais do vento na base do edifício pelos métodos normativos de AIJ (2004) e GB50009 (2012), o método analítico do Liang et al. (2002) e os resultados obtidos pelo túnel de vento como função de velocidade reduzida	56
Figura 5.3 – Comparação de forças máximas transversais do vento na base do edifício pelos métodos normativos de AS/NZ (2011), AIJ (2004) e GB50009 (2012) como função de velocidade reduzida.	58
Figura 5.4 – Comparação de momentos máximos transversais do vento na base do edifício pelos métodos normativos de AS/NZ (2011), AIJ (2004) e GB50009 (2012) como função de velocidade reduzida.	59

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 – Parâmetros de rugosidade.	9
Tabela 4.1 – Valores do coeficiente C_{sm} (JIN et al., 2012).	33
Tabela 4.2 – Intensidade da turbulência (I_z)(AS/NZ, 2011).	38
Tabela 4.3 – Características do vento simulado	44
Tabela 4.4 – Especificações do edifício padronizado CAARC	49
Tabela 5.1 – Tempos médios.	52
Tabela 5.2 – Comparação de categorias de exposição.	53
Tabela 5.3 – Parâmetros do perfil da velocidade média do vento.	53
Tabela 5.4 – Razão entre a força RMS obtido pelos resultados experimentais e outros métodos de cálculo, para o vento com velocidade reduzida de 7.97, e 0 graus de incidência	55
Tabela 5.5 – Razão entre a força RMS obtido pelos resultados experimentais e outros métodos de cálculo, para o vento com velocidade reduzida de 7.97, e 90 graus de incidência	56
Tabela 5.6 – Razão entre o momento RMS obtido pelos resultados experimentais e outros métodos de cálculo, para o vento com velocidade reduzida de 7.97, e 0 graus de incidência	57
Tabela 5.7 – Razão entre o momento RMS obtido pelos resultados experimentais e outros métodos de cálculo, para o vento com velocidade reduzida de 7.97, e 90 graus de incidência	57
Tabela 5.8 – Tabela dos valores dos momentos transversais RMS da base para as categorias de terreno C2 e C5 e ângulo de incidência de vento de 0 graus obtidos pelos métodos diferentes.	60
Tabela .1 – Tabela dos valores das forças transversais RMS do vento para a categoria de terreno C1 e ângulo de incidência de vento de 0 graus obtidos pelos métodos diferentes.	68
Tabela .2 – Tabela dos valores das forças transversais RMS do vento para a categoria de terreno C2 e ângulo de incidência de vento de 0 graus obtidos pelos métodos diferentes.	68

Tabela .3 – Tabela dos valores das forças transversais RMS do vento para a categoria de terreno C1 e ângulo de incidência de vento de 90 graus obtidos pelos métodos diferentes.	69
Tabela .4 – Tabela dos valores das forças transversais RMS do vento para a categoria de terreno C2 e ângulo de incidência de vento de 90 graus obtidos pelos métodos diferentes.	69
Tabela .5 – Tabela dos valores dos momentos transversais RMS da base para a categoria de terreno C1 e ângulo de incidência de vento de 0 graus obtidos pelos métodos diferentes.	69
Tabela .6 – Tabela dos valores dos momentos transversais RMS da base para a categoria de terreno C2 e ângulo de incidência de vento de 0 graus obtidos pelos métodos diferentes.	70
Tabela .7 – Tabela dos valores dos momentos transversais RMS da base para a categoria de terreno C1 e ângulo de incidência de vento de 90 graus obtidos pelos métodos diferentes.	70
Tabela .8 – Tabela dos valores dos momentos transversais RMS da base para a categoria de terreno C2 e ângulo de incidência de vento de 90 graus obtidos pelos métodos diferentes.	70
Tabela .9 – Tabela dos valores das forças transversais máximas do vento para a categoria de terreno C1 e ângulo de incidência de vento de 0 graus obtidos pelos métodos diferentes.	71
Tabela .10 – Tabela dos valores das forças transversais máximas do vento para a categoria de terreno C2 e ângulo de incidência de vento de 0 graus obtidos pelos métodos diferentes.	71
Tabela .11 – Tabela dos valores das forças transversais máximas do vento para a categoria de terreno C1 e ângulo de incidência de vento de 90 graus obtidos pelos métodos diferentes.	71
Tabela .12 – Tabela dos valores das forças transversais máximas do vento para a categoria de terreno C2 e ângulo de incidência de vento de 90 graus obtidos pelos métodos diferentes.	72
Tabela .13 – Tabela dos valores dos momentos transversais máximos da base para a categoria de terreno C1 e ângulo de incidência de vento de 0 graus obtidos pelos métodos diferentes.	72
Tabela .14 – Tabela dos valores dos momentos transversais máximos da base para a categoria de terreno C2 e ângulo de incidência de vento de 0 graus obtidos pelos métodos diferentes.	72
Tabela .15 – Tabela dos valores dos momentos transversais máximos da base para a categoria de terreno C1 e ângulo de incidência de vento de 90 graus obtidos pelos métodos diferentes.	73

Tabela .16 – Tabela dos valores dos momentos transversais máximos da base para a categoria de terreno C2 e ângulo de incidência de vento de 90 graus obtidos pelos métodos diferentes. 73

Lista de Abreviaturas e Siglas

<i>AIJ</i>	Architectural Institute of Japan
<i>AS</i>	Austrália
<i>ASCE</i>	American Society of Civil Engineers
<i>CAARC</i>	Commonwealth Advisory Aeronautical Council
<i>CEB</i>	Comité Euro-international du Béton
<i>EUA</i>	Estados Unidos da America
<i>HFBB</i>	High Frequency Base Balance
<i>HFPI</i>	High Frequency Pressure Integration
<i>ISO</i>	International Organization for Standardization
<i>IWC</i>	Indian Wind Code
<i>NALD</i>	NatHaz Aerodynamic Loads Database
<i>NBCC</i>	National Building code of Canada
<i>NBR</i>	Norma Brasileira
<i>NZ</i>	Nova Zelândia
<i>LAC</i>	Laboratório de Aerodinâmica das Construções
<i>PSD</i>	Power Spectrum Density
<i>RMS</i>	Root mean square

Lista de Símbolos

Símbolos do Alfabeto Grego

α	Ângulo de incidência do vento
γ	Expoente do perfil da velocidade média do vento
δ_e	Amortecimento estrutural expresso pelo decremento logarítmico
ζ_{a1}	Relação de amortecimento aerodinâmico
ζ_s	Taxa de amortecimento estrutural
θ	Deslocamento rotacional [<i>rad</i>]
κ	Constante de Von Kármán
μ	Viscosidade dinâmica do fluido
μ_z	Fator de exposição de um perfil de pressão média do vento de 10 minutos
ρ_{ar}	Massa específica do ar [<i>kg/m³</i>]
σ_y^2	Variância da resposta transversal do vento [<i>m²</i>]
$\varphi(z)$	Forma modal do <i>k</i> -ésimo modo de vibração
$\phi_1(z)$	Primeiro modo de vibração como uma função de altura <i>z</i>
$\vec{\phi}_k$	Forma modal
ϕ_L	Fator de correção dependendo da forma de modo da vibração transversal do vento
τ_0	Tensão de atrito [<i>N/m²</i>]
ω_k	Frequência natural de vibração livre do <i>k</i> -ésimo modo de vibração [<i>rad/s</i>]

Símbolos do Alfabeto Latino

A_i	Área de influência da i -ésima tomada [m^2]
A_i^*	Coefficiente aerodinâmico no modo rotacional
B	Largura total do corpo [m]
B^*	Largura de banda efetiva do espectro
b	Parâmetro meteorológico do perfil de velocidade do vento
C	Matriz de amortecimento
C_1	Categoria 1 correspondente a rugosidade dos terrenos ao nível do mar
C_2	Categoria 2 correspondente a rugosidade dos terrenos abertos,
C_3	Categoria 3 correspondente a rugosidade dos subúrbios
C_4	Categoria 4 correspondente a rugosidade das cidades pequenas e seus arredores
C_5	Categoria 5 correspondente a rugosidade dos centros de grandes cidades com grande concentração de edifícios altos
C_{as}	Coefficiente de arrasto
C_D	Coefficiente de arrasto
C_{dyn}	Fator de resposta dinâmica
C_{FS}	Coefficiente da força do Lock-in sinusoidal
C_{Fy}	Coefficiente de força transversal do galope
C_{fig}	Fator de forma aerodinâmica
C_{fs}	Coefficiente de espectro de força transversal de vento generalizado para um modo de vibração linear
C_k	Amortecimento modal
C_L	Coefficiente de força na direção lateral
\bar{C}_L	Coefficiente RMS de força transversal
\bar{C}_M	Coefficiente RMS de momento transversal
C_m	Fator de modificação de força para a forma de canto

C_R	Fator de rugosidade do solo
C_{sm}	Fator de modificação de espectro para a forma de canto
D	Lado de maior dimensão do edifício [m]
d	Dimensão característica do fluxo [m]
$F(t)$	Força resultante no tempo t [N]
F_D	Componente longitudinal da força [N]
\vec{F}_{eq}	Vetor das forças estáticas equivalentes [N]
$F'_L(t)$	Força transversal flutuante do vento por unidade de comprimento [N/m]
$(F'_L)^{rms}$	Força RMS transversal ao vento no nível i [N]
F_L	Componente lateral da força [N]
$F'_L(z)$	Força RMS transversal ao vento para a altura z [N/m]
$F_L(z)$	Força de pico transversal ao vento para a altura z [N/m]
F'_{Lt}	Força RMS total devido a ação transversal do vento [N]
F_{Lt}	Força de pico total devido a ação transversal do vento [N]
$F'_s(t)$	Força transversal flutuante do Lock-in sinusoidal [N]
F_y	Força aerodinâmica na direção transversal do vento médio [N]
\bar{f}	Relação entre a frequência fundamental de vibração livre e a frequência de desprendimento de um par de vórtices
f_{L1}	Frequência natural do primeiro modo de vibração da estrutura na direção transversal do vento [Hz]
f_{L1}^*	Frequência natural reduzida do primeiro modo de vibração da estrutura na direção transversal do vento
f_n	Frequência fundamental de vibração livre [Hz]
f_s	Frequência de desprendimento de um par de vórtices [Hz]
f_y	Frequência natural na direção do eixo y [Hz]
f_x	Frequência natural na direção do eixo x [Hz]
f_θ	Frequência natural rotacional [Hz]
$G_{v(10-min)}$	Fator de conversão da velocidade básica do vento medida em 10 minutos para velocidade básica do vento em 3 segundos

g_R	Fator de pico para resposta ressonante
g_v	Fator de pico para as flutuações de velocidade do vento
$H(n)$	Função de admitância mecânica
H_i^*	Coefficiente aerodinâmico no modo translacional
h	Altura do último nível da estrutura [m]
h_i	Altura do nível i da estrutura [m]
I_h	Intensidade da turbulência no topo do edifício
K	Matriz de rigidez
\bar{K}	Frequência angular reduzida
K_k	Rigidez modal
K_m	Fator de correção de modo de vibração para aceleração transversal do vento
k	Expoente de potência do modo de vibração fundamental
l_1	Largura do prédio perpendicular do fluxo do vento [m]
l_2	Comprimento da face paralela à direção do vento [m]
M	Matriz de massa
M_k	Massa modal
\bar{M}'_L	Momento de referência transversal do vento [$N.m$]
M'_{Lt}	Momento RMS de base transversal ao vento [$N.m$]
M_{Lt}	Momento de pico de base transversal ao vento [$N.m$]
M_L	Massa generalizada do modo fundamental de vibração transversal do vento [kg]
M_T	Massa total do edifício [kg]
m	Massa modal da estrutura [kg]
m_e	Massa equivalente por unidade de comprimento [kg/m]
n	Frequência angular da excitação [rad/s]
n_0	Frequência natural angular da estrutura [rad/s]
n_s	Frequência angular dominante do desprendimento de vórtices [rad/s]

$\vec{P}(t)$	Vetor de forças externas generalizadas
p	Índice do perfil de velocidade do vento
$\vec{p}(t)$	Pressão local no tempo t [N/m^2]
$\vec{p}_i(t)$	Pressão medida na i -ésima tomada no tempo t [N/m^2]
q_0	Pressão do vento de referência [N/m^2]
Re	Número de Reynolds
S	Área da seção transversal [m^2]
S_L	Espectro de forças transversais [N^2/Hz]
$S_y(n)$	Espectro de deslocamento transversal do vento [m^2/Hz]
St	Número de Strouhal
T_{L1}	Período natural do primeiro modo de vibração da estrutura na direção transversal do vento [s]
T_{L1}^*	Período natural reduzido do primeiro modo de vibração da estrutura na direção transversal do vento
t	Tempo [s]
t_{ref}	Tempo de referência [s]
u^*	Velocidade de fricção [m/s]
\bar{u}	Velocidade longitudinal média do vento [m/s]
$u'(t)$	Velocidade longitudinal flutuante do vento [m/s]
\vec{u}_F	Cossenos diretores da direção em que se deseja obter a resultante $F(t)$
\vec{u}	Vetor de deslocamentos generalizados
V	Velocidade do escoamento [m/s]
$V(z)$	Velocidade média do vento na altura z [m/s]
$V(z_i)$	Velocidade média do vento na altura do nível i [m/s]
V_0	Velocidade básica do vento [m/s]
$V_{0(3-seg)}$	Velocidade básica do vento medida em 3 segundos [m/s]
$V_{0(10-min)}$	Velocidade básica do vento medida em 10 minutos [m/s]
V_H	Velocidade média do vento no topo da estrutura [m/s]

v	Velocidade média do vento [m/s]
$v'(t)$	Componente lateral da turbulência [m/s]
$w'(t)$	Componente vertical da turbulência [m/s]
y	Deslocamento na direção transversal [m]
\dot{y}	Derivada primeira do deslocamento na direção transversal
z	Altura de interesse [m]
z_0	Comprimento de Rugosidade [mm]

1 Introdução

1.1 Considerações Iniciais

Com o crescimento de comunidades e grandes cidades surge a necessidade de construir edifícios altos e torres de telecomunicações, e com o desenvolvimento da ciência e da tecnologia, as estruturas estão se tornando cada vez maiores, mais altas e mais sensíveis aos ventos fortes. Assim é de grande importância a análise e consideração das cargas e efeitos do vento nos projetos estruturais de edifícios altos para garantir a segurança estrutural e os requisitos de projeto.

Existem vários fenômenos diferentes devidos ao vento que dão origem à resposta dinâmica de estruturas. Estes incluem os fenômenos de martelamento, desprendimento de vórtice, galope e drapejamento (MENDIS, 2007).

Devido ao fato do vento atuar em forma de rajadas, os edifícios altos, frente a esta ação em determinada direção, respondem oscilando tanto longitudinalmente como transversalmente e, caso os edifícios sejam sujeitos a um carregamento excêntrico, pode dar-se uma resposta capaz de gerar um momento que solicite a estrutura a efeitos de torção.

No projeto dos edifícios altos mais modernos, a resposta transversal devido ao vento geralmente domina a resposta longitudinal. A resposta dinâmica longitudinal do vento pode ser prevista com razoável precisão usando a abordagem do fator de rajada. Os mecanismos de excitação transversal do vento mostraram-se muito mais complexos e, embora, tenha havido avanços significativos no entendimento desses mecanismos, não há um método analítico generalizado disponível para calcular a resposta transversal do vento com grau de confiabilidade suficiente. Em muitos casos, testes aeroelásticos em túnel de vento são necessários para determinar a resposta (KWOK, 1982).

A fonte mais comum de excitação transversal do vento é a excitação das esteiras associada ao desprendimento de vórtices. Para uma forma particular de construção, os vórtices desprendidos têm uma periodicidade dominante que é definida pelo número apropriado de Strouhal. Por isso, o edifício é submetido a uma carga periódica de pressão que resulta numa força transversal alternada devida ao vento. Diversas técnicas experimentais foram desenvolvidas para estimar a função da força a partir da qual a resposta transversal

do vento poderia ser computada (KWOK, 1982).

1.2 Motivação

As cargas e efeitos transversais de vento tornaram-se fatores cada vez mais importantes no projeto estrutural de edifícios e estruturas altas. Acredita-se que as cargas e efeitos transversais do vento nos edifícios e estruturas altas sejam excitados pela turbulência do vento, esteira, e interação fluido-estrutura, que são ações complexas. Embora os pesquisadores estejam estudando o problema há mais de 30 anos, os métodos computacionais para calcular as cargas transversais do vento ainda não foram desenvolvidas, e a maioria dos países não tem procedimentos normativos para calcular as respostas transversais devido ao vento (GU e QUAN, 2011).

Portanto, o estudo das respostas transversais do vento e das cargas estáticas equivalentes nos edifícios altos é de grande significado teórico e valor prático no campo do projeto estrutural de edifícios altos.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Geral

O objetivo desta dissertação é a avaliação de procedimentos teóricos e normativos que estimam as respostas transversais de edifícios altos prismáticos sob a ação do vento e fazer a elaboração de um estudo comparativo entre os resultados de método teórico e procedimentos normativos com os dados obtidos através de ensaios com modelos de edifício-padrão em túnel de vento realizado por Lavôr (2018) .

1.3.2 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos, pretende-se:

- Determinar as respostas transversais em termos de esforços solicitantes provenientes da ação dinâmica do vento pelo método matemático sugerido pelo Liang et al.,(2002);
- Determinar as respostas transversais em termos de esforços solicitantes provenientes da ação dinâmica do vento pelos procedimentos normativos da AS/NZ 2011 (Austrália e Nova Zelândia), AIJ 2004 (Japão) e GB50009 2012 (China);
- Comparar os valores experimentais disponíveis na literatura com os teóricos, com o intuito de verificar a precisão do método matemático sugerido pelo Liang et al., (2002) e dos métodos normativos para o modelo experimental proposto.

1.4 Metodologia

As respostas dinâmicas do edifício analisado vão ser apresentadas em termos dos esforços solicitantes composto por força cortante e momento fletor na base do edifício, considerando essas respostas transversalmente em relação a incidência do vento, onde o vento têm a incidência para as direções X e Y , ou seja, à 90° e 0° respectivamente, conforme mostra a Figura 1.1.

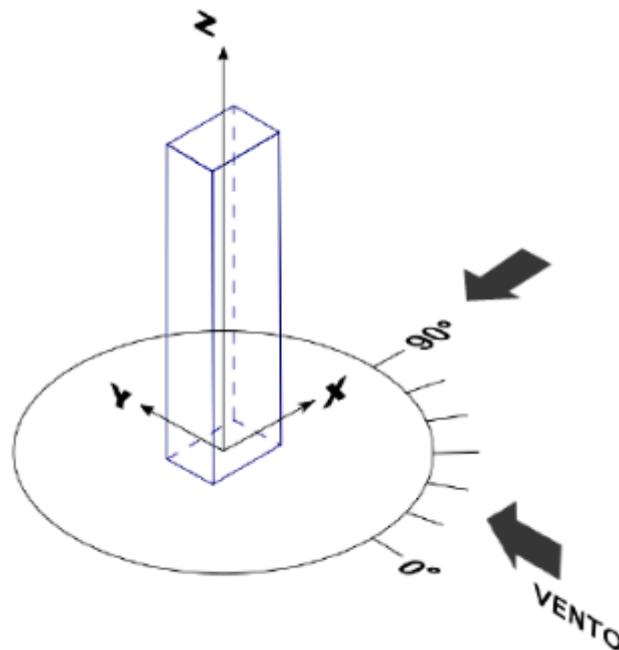


Figura 1.1 – Ângulos de incidência do vento (LAVÔR, 2017).

Os resultados experimentais foram determinados em ensaios realizados por Lavôr (2018) no laboratório de túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann do Laboratório de Aerodinâmica das Construções (LAC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, para um modelo padrão de prédio alto (CAARC Standard tall building model), a partir da técnica de Integração de Pressões em Alta Frequência (HFPI).

Os resultados provenientes do método analítico e das normas serão determinados de acordo com as diretrizes de cada um.

Após a obtenção de todas as respostas pelo método analítico e pelos métodos normativos, será realizada uma análise comparativa entre esses valores com os dados experimentais.

Nesse trabalho aplicou-se quatro métodos teóricos para análise dinâmica de edifício intitulado *CAARC Standard Tall Building*, que é um modelo padronizado de edifícios altos. Serão extraídas as respostas em termos de esforços solicitantes levando em consideração a ação dinâmica do vento turbulento. As aplicações do problema nessa pesquisa se limitam a uma série de simplificações:

- Os ângulos de incidência do vento são apenas à 0 e 90 em relação ao edifício;
- As características do vento e do edifício se limitam às analisadas nos ensaios experimentais, descritas no capítulo 4, dessa forma não houve variação de qualquer parâmetro além das próprias variações dos ensaios;
- Foi utilizado apenas o modo fundamental de vibração do edifício, considerando-o na sua forma linear.

1.5 Estrutura do Trabalho

A dissertação foi desenvolvida em seis capítulos, onde o primeiro relata as premissas da pesquisa, tais como as motivações para tal estudo, os objetivos a serem cumpridos, a metodologia utilizada para tal, além das especificidades abrangidas.

O capítulo 2 traz uma revisão bibliográfica sobre o assunto, em que, na primeira parte encontra-se uma descrição de pesquisas anteriores que envolvem o tema abordado nesse trabalho, e, a segunda parte apresenta alguns conceitos essenciais sobre a caracterização dos ventos fortes, com ênfase nos ventos turbulentos que se encontram dentro da camada limite atmosférica.

O capítulo 3 aborda as principais variáveis e mecanismos associados à resposta transversal do vento de uma série de estruturas.

O capítulo 4 apresenta todos os métodos de cálculo das respostas transversais do vento usados neste trabalho e traz todas as diretrizes de cada um.

O capítulo 5 apresenta todos os resultados obtidos, e traz uma análise comparativo completa de todos os métodos utilizados nesse trabalho.

O capítulo 6 aborda as conclusões finais deste trabalho junto com alguns sugestões para trabalhos futuros.

2 Revisão Bibliográfica

2.1 Vibrações na direção transversal ao vento

Segundo Kwok (1982), os mecanismos que geram os esforços na direção transversal ao vento são muito mais complexos, quando comparados aos que geram esforços na direção longitudinal, e mesmo que diversos estudos tenham sido feitos para estimar a função de força a partir da qual a resposta transversal do vento poderia ser computada, mesmo assim ainda não existe um método analítico generalizado disponível para calcular a resposta de edifícios altos na direção transversal ao vento incidente.

Nesta seção estão apresentados os trabalhos mais relevantes já realizados sobre predição das respostas transversais do vento.

Segundo Patidar et al.(2014), os primeiros estudos para predição das respostas transversais do vento foram na década de setenta em que Saunders e Melbourne (1975) realizaram um teste de túnel de vento de modelo aero-elástico em uma série de seções transversais para estudar as respostas dinâmicas transversais do vento.

Kareem (1978) realizou uma investigação sobre as respostas dinâmicas transversais do vento em edifícios altos com base tanto na técnica do modelo aeroelástico quanto no método de integração da pressão do vento. O autor descobriu que as respostas dinâmicas transversais do vento calculadas com as forças aerodinâmicas transversais do vento obtidas dos testes de pressão do vento em uma determinada faixa de velocidade do vento de teste eram sempre menores do que as do modelo aeroelástico do mesmo modelo de construção. Este importante resultado fez com que os pesquisadores percebessem a existência do amortecimento aerodinâmico negativo transversal do vento.

Kwok e Melbourne (1979) e Kwok (1982) investigaram o mecanismo de carga de vento em estruturas e sua resposta devido a excitações dependentes do movimento (PATIDAR, 2014). Nestes estudos Kwok(1982) apresenta um procedimento de projeto usando a teoria de vibração aleatória, e usa o modo generalizado do espectros de força transversal do vento e dados aerodinâmicos para calcular as respostas de deslocamento e aceleração transversal do vento em edifícios altos.

Em 1984, Kareem apresenta um modelo baseado em medições de túnel de vento para prever a resposta transversal do vento de edifícios com seção transversal quadrada

isolada para camadas limites típicas da atmosfera, em diferentes terrenos.

Marukawa et al. (1992), Kareem (1992) e Katagiri (1995) forneceram resultados de testes valiosos através de cargas de vento de edifícios altos com seções transversais típicas (GU e QUAN, 2004).

Cheng et al.(2002) realizaram estudos experimentais sobre as forças aerodinâmicas transversais devidos ao vento em edifícios típicos e relações empíricas derivadas para a densidade do espectro de energia correspondente (PSD) (PATIDAR, 2014).

Liang et al.(2002) apresentam fórmulas empíricas de espectros de força transversal de ventos, coeficientes de sustentação RMS, números de Strouhal de edifícios altos retangulares, e funções de coerência da força transversal de vento. Assim, um modelo analítico completo de cargas dinâmicas transversais de vento em edifícios altos retangulares é estabelecido. Este modelo está em boa concordância com os resultados experimentais obtidos em testes de túnel de vento; por isso é confiável e aplicável. Um método de cálculo baseado neste modelo pode ser desenvolvido para avaliar as respostas transversais induzidas pelo vento de edifícios altos retangulares no domínio da frequência (LIANG et al., 2002).

Em 2004, Gu e Quan testaram 15 modelos de edifícios altos típicos com a técnica de balanço de força de alta frequência (high-frequency force balance) em um túnel de vento para obter as forças dinâmicas transversais do vento, e como resultados apresentaram novas fórmulas para o espectro de potência das forças dinâmicas transversais do vento e os coeficientes de momento e força de cisalhamento de base.

Em 2012, Quan e Gu avaliaram as cargas e respostas estáticas equivalentes transversais do vento de edifícios super-altos, através de uma combinação adequada das componentes ressonante e quase-estática ou "background factor", usando várias fórmulas de forças aerodinâmicas transversais de vento e amortecimento aerodinâmico de edifícios retangulares super-altos com relações laterais menores que 2, propostas previamente pelos autores.

Kwon e Kareem (2013) realizaram uma comparação abrangente de cargas de vento e seus efeitos em edifícios altos utilizando oito principais códigos / normas internacionais: ASCE 2010 (EUA), AS / NZ 2011 (Austrália e Nova Zelândia), AIJ 2004 (Japão), GB50009 2012 (China) , NBCC 2010 (Canadá), Eurocode 2010 (Europa), ISO 2009 e IWC 2012 (Índia). Neste estudo eles concluíram que em relação às direções transversal e torcional do vento em que os efeitos induzidos pela esteira são mais dominantes do que os efeitos de martelamento na direção longitudinal do vento, uma estrutura de design habilitada baseado em banco de dados, como a NALD (que é um método alternativo no comentário (C26.9), fornecido pelo ASCE (EUA)), é um procedimento de projeto mais promissor para uma melhor avaliação de tais efeitos de carga em edifícios altos.

2.2 Características do Vento

Blessmann (2013) define o vento natural como o movimento das massas de ar sobre a superfície terrestre que tem como causa básica o aquecimento não uniforme da atmosfera, causadas pela energia proveniente do sol que origina variações na pressão atmosférica. As forças geradas devido ao desequilíbrio dessas pressões fazem com que parcelas de ar se desloquem das zonas de maior pressão para as de menor pressão, causando esse efeito de movimentação.

Segundo Mendis et al. (2007) o vento é um fenômeno de grande complexidade por causa das muitas situações de fluxo decorrentes da interação com as estruturas. O vento é composto de vários turbilhões de tamanhos variados e características rotacionais transportadas em um fluxo geral de ar em movimento em relação à superfície da terra. Estes turbilhões dão ao vento o seu caráter turbulento. Os turbilhões de ventos fortes que estão nos níveis mais baixos da atmosfera, surgem em grande parte da interação com a rugosidade da superfície, como por exemplo edifícios ou obstáculos naturais como árvores, montanhas, etc. A média da velocidade do vento (Fig. 2.1) tende a aumentar com a altura, enquanto a turbulência tende a diminuir com a altura. O vetor do vento e, conseqüentemente, o vetor da resposta da estrutura em um ponto pode ser considerado como a soma do vetor do vento médio (componente estático) e uma componente dinâmica ou de turbulência (Fig. 2.2).

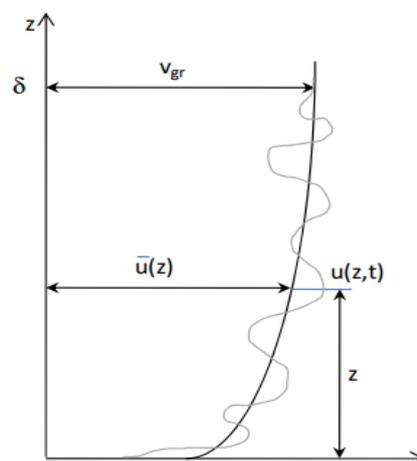


Figura 2.1 – Perfil da velocidade do vento.

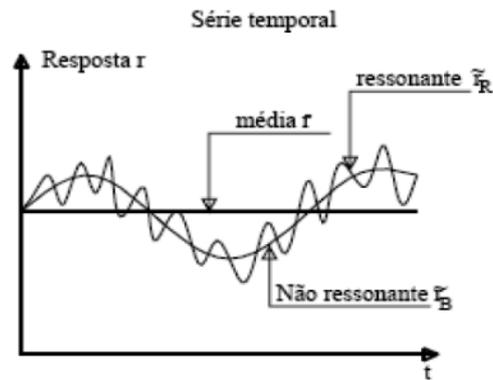


Figura 2.2 – Resposta da estrutura (BRONZATTO, 2012).

2.2.1 Perfil Vertical da Velocidade Média

Na análise das forças do vento atuando nas estruturas é fundamental o conhecimento do perfil de velocidades médias e das propriedades da turbulência, para se ter uma compreensão bem definida destes itens e, dessa forma, determinar a ação estática e a ação dinâmica do vento.

Sabendo que a velocidade média varia ao longo da altura z acima do terreno, as duas formas de descrever matematicamente essa variação e, desse modo, representar os perfis verticais da velocidade média do vento, são a lei potencial e a lei logarítmica.

Uma das diversas formas de expressar teoricamente a variação da velocidade média do vento com a altura é por uma simples lei potencial, dada empiricamente pela Eq. 2.1, que, segundo Blessmann (2013), apresenta boa concordância com os dados experimentais.

$$V(z) = b \left(\frac{z}{10} \right)^p V_0 \quad (2.1)$$

Sendo onde p e b são variáveis do terreno, z é a altura de interesse e V_0 é a velocidade básica do vento a ser definida no capítulo 5.

Uma outra forma de expressar a variação da velocidade média do vento é a partir da lei logarítmica dada pela Eq. 2.2.

$$V(z) = \frac{u^*}{\kappa} \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) V_0 \quad (2.2)$$

A constante κ é designada de constante de Von Kármán e normalmente assume o valor de 0,4. O termo u^* , com apenas significado matemático, representa a velocidade de fricção definida pela raiz quadrada da razão entre a tensão τ_0 exercida pelas forças de atrito do vento na superfície do terreno e a massa específica do ar, ρ_{ar} . Essa tensão também pode ser determinada substituindo valores conhecidos na Eq. 2.2. A lei logarítmica é ainda definida em função de um comprimento de rugosidade z_0 que depende de cada tipo de terreno.

Tanto a lei potencial quando a lei logarítmica usam os parâmetros apresentados em suas formulações para levar em consideração a frenagem do vento frente à superfície, através das forças de arrasto ocasionadas pela rugosidade superficial. Essas forças são devidas ao atrito direto contra a superfície assim como, e principalmente, pelas forças que se desenvolvem pelo intercâmbio de quantidade de movimento entre camadas horizontais de ar, devido a turbulência, e que fazem sentir seus efeitos em uma altura muito maior que a dos obstáculos que a causaram (BLESSMAN, 2013).

A intensidade dessa turbulência pode ser quantificada através da velocidade de fricção, u^* , a qual está relacionada com o coeficiente de arrasto superficial através da Eq. 2.3.

$$C_{as} = \left(\frac{u^*}{V_0} \right)^2 \quad (2.3)$$

O coeficiente de arrasto superficial, além dos parâmetros p e z_0 , também desempenha o papel de associar as leis dos perfis verticais da velocidade média do vento à rugosidade do terreno, através da equação Eq. 2.4, que pode ser obtida através da combinação das equações 2.3 e 2.2.

$$C_{as} = \frac{\kappa^2}{\ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right)} \quad (2.4)$$

Estes parâmetros são fornecidos por várias fontes levando em consideração diferentes tipos de terreno. A Tabela 3.1 apresenta uma faixa de valores para os determinados parâmetros que corresponde aos obtidos por diversas pesquisas.

Tabela 2.1 – Parâmetros de rugosidade.

Descrição do terreno	Parâmetros		
	p	z_0	$C_{as} \cdot 10^{-3}$
Mar aberto	0.10 - 0.12	0.25 - 5	2.2 - 2.8
Vegetação baixa	0.14 - 0.19	10 - 100	4 - 7
Floresta / Subúrbio	0.20 - 0.28	200- 900	11 - 30
Centro de Cidades	0.35 - 0.40	1200 - 5000	50 - 80

3 Efeitos Transversais nas Estruturas devidos ao Vento

Existem vários fenômenos diferentes devidos ao vento que dão origem à resposta transversal dinâmica de estruturas. Este capítulo aborda as principais variáveis e mecanismos associados à resposta transversal do vento.

Segundo Saunders e Melbourne (1975), os mecanismos de excitação transversal do vento podem ser dividido em três categorias associadas a:

1. Turbulência no fluxo livre;
2. A esteira, em particular o desprendimento de vórtice; e
3. Efeitos derivados dos deslocamentos da estrutura por vento transversal.

As principais variáveis e mecanismos associados à resposta transversal do vento de uma série de estruturas são mostrados na Fig. 3.1. Embora essas excitações sejam separadamente identificáveis, elas freqüentemente se sobrepõem na resposta. Apesar dos avanços significativos nos últimos anos, ainda não há um método analítico generalizado disponível para calcular com precisão a resposta do vento cruzado de edifícios e estruturas altas modernas (KWOK, 2013).

3.1 Excitação devido a turbulência incidente

A turbulência no vento natural dá origem a mudanças na velocidade e na direção do vento incidente, o que induz diretamente o arrasto flutuante, as forças e os momentos transversais do vento em edifícios e estruturas. O significado da turbulência incidente do vento ao causar uma resposta transversal depende da capacidade da turbulência incidente do vento em gerar uma força transversal na estrutura como uma função da velocidade longitudinal do vento e do ângulo de incidência do vento médio. A turbulência incidente pode excitar um ou mais modos naturais de vibração ou a estrutura pode responder a uma rajada discreta bem correlacionada. Uma abordagem espectral quase estática, similar àquela usada para determinar a resposta das estruturas para o vento longitudinal, é considerada aplicável ao cálculo da resposta transversal de estruturas devido à turbulência incidente do vento (KWOK, 2013).

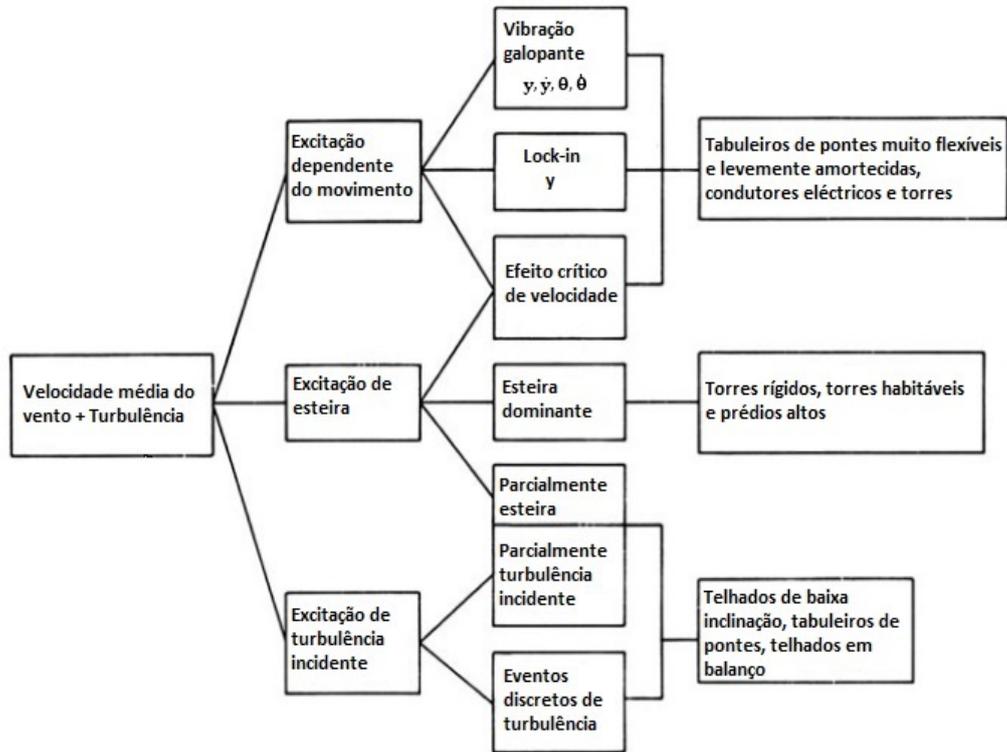


Figura 3.1 – Principais variáveis e mecanismos associados à resposta transversais do vento das estruturas (SAUNDERS E MELBOURNE, 1975).

A força transversal flutuante do vento por unidade de comprimento de uma estrutura pode ser dada por:

$$F'_L(t) = C_L \rho \bar{u} l_1 u'(t) + \left(C_D + \frac{\partial C_L}{\partial \alpha} \right) \rho \bar{u} l_1 v'(t) \quad (3.1)$$

Em que:

C_L é o coeficiente de força na direção lateral;

ρ é a massa específica do ar;

l_1 é a largura do prédio perpendicular ao fluxo do vento;

\bar{u} é a velocidade longitudinal média do vento;

$u'(t)$ é a velocidade longitudinal flutuante do vento;

C_D é o coeficiente de arrasto;

$v'(t)$ é o componente lateral da turbulência; e

$\frac{\partial C_L}{\partial \alpha}$ é a taxa de variação do coeficiente de sustentação em relação ao ângulo de incidência do vento α .

Em geral, as excitações transversais do vento devido à turbulência incidente são significativa apenas para estruturas com um longo corpo posterior, como alguns tabuleiros de pontes, telhados planos e asas de aeronaves. Por exemplo, C_L e $\partial C_L / \partial \alpha$ são zero para

uma seção circular. Portanto, a força transversal do vento para uma seção circular é:

$$F'_L(t) = C_D \rho \bar{u} l_1 v'(t) \quad (3.2)$$

Isso se compara com a força longitudinal do vento que é:

$$F'_D(t) = C_D \rho \bar{u} l_1 u'(t) \quad (3.3)$$

Como a intensidade lateral de turbulência é geralmente cerca de metade ou menos da intensidade longitudinal, a excitação transversal do vento em uma seção circular normalmente não será significativa (KWOK, 2013).

Para um tabuleiro de ponte simples, os dois valores de C_D e C_L são pequenos, mas $\partial C_L / \partial \alpha$ pode estar próximo ao valor teórico obtido para uma placa plana, que é igual a 2π . A força transversal do vento então se torna:

$$F'_L(t) = 2\pi \rho \bar{u} l_1 w'(t) \quad (3.4)$$

em que $w'(t)$ é a componente vertical da turbulência. Uma aproximação quase estática foi proposta por Davenport (1962) e muitos outros adotaram desde então a metodologia para determinar a resposta de pontes devido a martelamento de turbulência.

3.2 Excitação de Esteira

Para edifícios e estruturas sob ação do vento, a fonte mais comum de excitação transversal de vento está associada ao desprendimento de vórtices; daí o termo comumente usado, "excitação do vórtice" (KWOK, 2013).

Os edifícios altos são corpos que possuem uma forma rombuda (em oposição à forma aerodinâmica) que fazem com que o fluxo se separe da superfície da estrutura, em vez de seguir o contorno do corpo (Fig. 3.2). Para uma estrutura particular, os vórtices desprendidos têm uma periodicidade dominante que é definida pelo número de Strouhal. Portanto, a estrutura é submetida a uma carga periódica de pressão transversal, que resulta em uma força transversal periódica devido ao vento. Se a frequência natural da estrutura coincidir com a frequência de desprendimento dos vórtices, podem ocorrer grandes deslocamentos, o que é muitas vezes referido como o efeito de velocidade crítica. A distribuição de pressão assimétrica criada pelos vórtices ao redor da seção transversal resulta em uma força transversal que se alterna à medida que esses vórtices são desprendidos. Se a estrutura for flexível, a oscilação ocorrerá transversalmente ao vento e as condições de ressonância existirão se a frequência de desprendimento de vórtice coincidir com a frequência natural da estrutura. Esta situação pode dar origem a oscilações muito grandes e possivelmente a falhas (MENDIS et al., 2007).

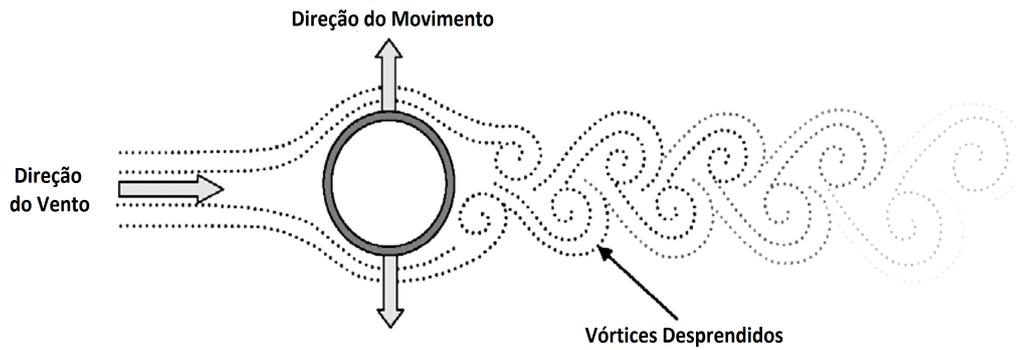


Figura 3.2 – Formação de vórtices na sequência de um objeto de forma rombuda (não aerodinâmico).

3.2.1 Parâmetros Adimensionais

Ao tratar do fenômeno de desprendimento de vórtices, é conveniente a definição de alguns parâmetros importantes, tais como os números de Reynolds, de Strouhal e de Scruton.

Número de Reynolds

O número de Reynolds Re consiste em um número adimensional utilizado na identificação do regime de escoamento de determinado fluido sobre uma superfície. Seu valor matemático é o quociente entre as forças de inércia ($v\rho$) e forças de viscosidade (μ/d) do fluido, o que pode ser observado na Eq. 3.5:

$$Re = \frac{\rho v d}{\mu} \quad (3.5)$$

em que:

v = velocidade média do fluido;

d = dimensão característica do fluxo ou o diâmetro para o fluxo no tubo;

μ = viscosidade dinâmica do fluido;

ρ = massa específica do fluido.

O significado físico do número de Reynolds é que o mesmo permite avaliar o tipo do escoamento (a estabilidade do fluxo) e pode indicar se este flui de forma laminar ou turbulenta.

O número de Reynolds serve de base para se comparar sistemas reais, pelo uso de modelos físicos reduzidos. Pode-se dizer que dois sistemas são dinamicamente semelhantes

se o número de Reynolds for o mesmo para ambos. Um exemplo comum é o túnel de vento onde se medem forças em modelos reduzidos de edificações.

Número de Strouhal

O número de Strouhal St é um parâmetro importante na análise de desprendimento de vórtices em corpos imersos em um escoamento. Esse número depende da forma da seção, da oscilação da estrutura, da rugosidade superficial da estrutura, do número de Reynolds e das características do escoamento. Tal parâmetro estabelece uma relação entre a frequência de desprendimento de um par de vórtices, o diâmetro do cilindro e a velocidade do vento (BLESSMAN, 2005). Essa relação pode ser observada na Eq. 3.6:

$$St = \frac{f_s d}{V} \quad (3.6)$$

em que:

St = número de Strouhal;

f_s = frequência de desprendimento de um par de vórtices;

d = dimensão característica;

V = velocidade do escoamento.

Este parâmetro é utilizado para determinar a velocidade crítica do vento V_{cr} , para a qual a frequência de desprendimento de um par de vórtices, numa dada seção da estrutura, coincide.

De acordo com Blessmann (2005), há uma faixa de frequências na qual surgem contribuições aleatórias para as forças flutuantes. Porém, o número de Strouhal refere-se à frequência predominante.

Número de Scruton

O número de Scruton Sc consiste em um parâmetro adimensional que relaciona o amortecimento da estrutura com a massa do escoamento no qual essa estrutura está inserida. Este parâmetro, também conhecido como parâmetro de massa e amortecimento, fornece uma medida de propensão que determinada estrutura tem em sofrer fortes vibrações ou fenômenos de instabilidade (GRALA, 2016). O número de Scruton pode ser obtido através da Eq. 3.7:

$$Sc = \frac{4\pi m_e \zeta_s}{\rho d^2} = \frac{2m_e \delta_e}{\rho d^2} \quad (3.7)$$

em que:

Sc = número de Scruton;

m_e = massa equivalente por unidade de comprimento;

δ_e = amortecimento estrutural expresso pelo decremento logarítmico;

ρ = massa específica do fluido, neste caso, do ar.

A massa equivalente por unidade de comprimento (m_e) pode ser definida a partir da Eq. 3.8:

$$m_e = \frac{\int_0^h m(z)\varphi^2(z)dz}{\int_0^h \varphi^2(z)dz} \quad (3.8)$$

em que:

h = altura total da estrutura;

$m(z)$ = massa por unidade de comprimento;

$\varphi(z)$ = forma modal da frequência dominante.

3.2.2 Características das Forças Induzidas por Desprendimento de Vórtices

Saunders e Melbourne (1975) estudaram as forças transversais do vento induzidas por desprendimento de vórtices para várias estruturas e turbulências incidentes. A distribuição dessas forças pode ser resumida como na Fig. 3.3, e uma série de conclusões importantes e fundamentais relatadas no trabalho deles são resumidas a seguir:

1. A turbulência de fluxo livre tem um profundo efeito sobre as forças transversais do vento associadas à excitação das esteiras. Um aumento na turbulência frequentemente leva a alguma redução na força de desprendimento de vórtices, o que resulta em um espalhamento do espectro de forças transversais do vento. Portanto, para a mesma estrutura em um fluxo mais turbulento, haverá um aumento significativo na resposta transversal do vento para frequências reduzidas significativamente menores daquelas associadas ao pico do vórtice, e uma redução significativa na resposta para frequências reduzidas perto do pico do vórtice (Fig. 3.3).

2. Estruturas com um corpo posterior curto (pequena profundidade de seção transversal) produzem uma curva do espectro de forças transversais de vento mais estreita do que para uma seção transversal quadrada, enquanto estruturas com um longo corpo posterior produzem um espectro de força mais larga e espalhada. Conseqüentemente, esses efeitos resultam em uma menor resposta transversal de vento para estruturas com longo corpo posterior do que aquelas com um curto corpo posterior nas mesmas condições de operação (Fig. 3.3).

3. Os vórtices desprendidos de estruturas com baixa razão entre altura e largura de barlavento, é menos estruturado, o que resulta em uma espalhamento do espectro de forças transversais do vento. O número de Strouhal (igual à frequência reduzida do pico), que define a frequência do desprendimento de vórtices, tende a diminuir com a diminuição da razão entre altura e a largura de barlavento, e conseqüentemente, a velocidade crítica tende a aumentar.

4. Para a maioria dos edifícios e estruturas altas, à medida que a velocidade do vento é aumentada, as forças transversais do vento são muitas vezes significativamente maiores do que as forças longitudinais do vento. Portanto, em termos de projeto, a resposta transversal do vento tende a ser mais importante do que a resposta longitudinal do vento.

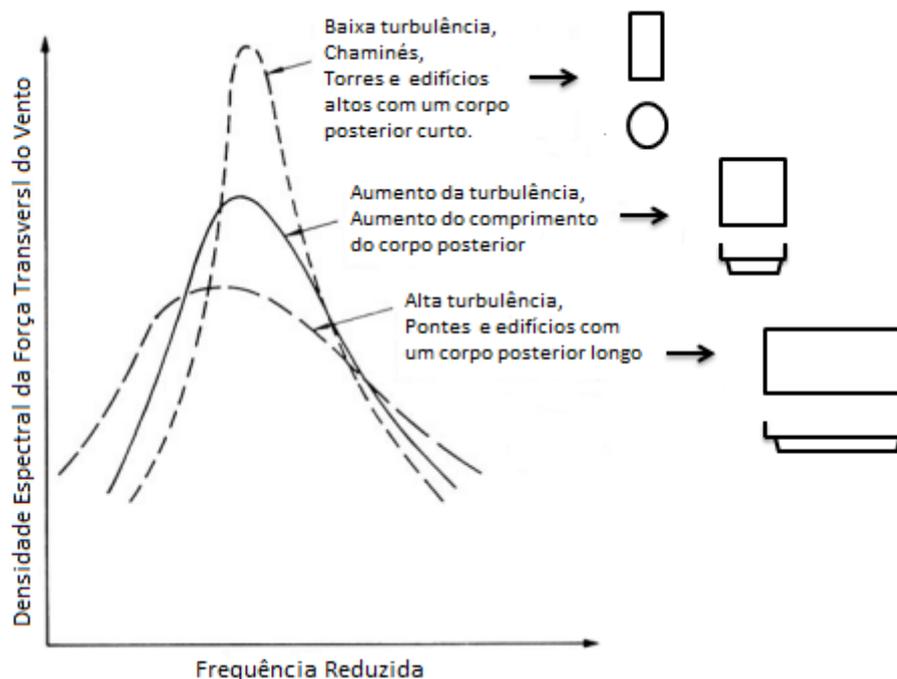


Figura 3.3 – Distribuição de frequência de forças induzidas pela esteira para várias estruturas e turbulência de fluxo livre (SAUNDERS e MELBOURNE, 1975).

Vickery e Clark (1972) também sugeriram um espectro de forças transversais do tipo Gaussiano da forma mostrada abaixo

$$S_L(n) = \left(C_L \frac{1}{2} \rho \bar{u}^2 l_1 \right)^2 \frac{1}{B^* n_s \sqrt{\pi}} \exp \left[- \left(\frac{1 - \frac{n}{n_s}}{B^*} \right)^2 \right] \quad (3.9)$$

em que B^* é a largura de banda efetiva do espectro, medida como uma fração da frequência central, e n e n_s são a frequência angular da excitação e a frequência angular dominante do desprendimento de vórtices definida pelo número de Strouhal respectivamente. Assumindo que a força de excitação da esteira é aleatória, a resposta transversal do vento de edifícios e estruturas pode ser avaliada por análise modal, como feito por Vickery e Clark (1972), Kwok (1982) e outros. Uma considerável simplificação do

processo de avaliação pode ser alcançada se a resposta for assumida predominantemente no primeiro modo (fundamental) de vibração. Então a variância da resposta transversal do vento no topo de uma estrutura é dada por

$$\begin{aligned}\sigma_y^2 &= \int_0^\infty S_y(n)dn \\ &= \frac{1}{(2\pi n_0)^4 m^2} \int_0^\infty S_L(n) |H(n)|^2 dn\end{aligned}\quad (3.10)$$

em que, $S_y(n)$ é o espectro de deslocamento transversal do vento, m é a massa modal da estrutura, n_0 é a frequência natural angular da estrutura e $|H(n)|^2$ é a função de admitância mecânica, ou também chamada função de transferência, dada pela Eq. 3.11.

$$|H(n)|^2 = \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{n}{n_0}\right)^2\right]^2 + 4\zeta_s^2 \left(\frac{n}{n_0}\right)^2}\quad (3.11)$$

em que, ζ_s é a taxa de amortecimento estrutural.

A Eq. 3.10 ainda pode ser mais simplificada:

$$\begin{aligned}\sigma_y^2 &\approx \frac{1}{(2\pi n_0)^4 m^2} \left[\int_0^\infty S_L(n)dn + S_L(n_0) \int_0^\infty |H(n)|^2 dn \right] \\ &\approx \frac{1}{(2\pi n_0)^4 m^2} \left[\int_0^\infty S_L(n)dn + \frac{\pi n_0 S_L(n_0)}{4\zeta_s} \right]\end{aligned}\quad (3.12)$$

Em geral, a aplicação de Eq. 3.12 para prever a resposta transversal do vento de edifícios altos e estruturas é satisfatória quando a excitação de esteira é o mecanismo dominante e quando a velocidade de operação reduzida é baixa. Contudo, para velocidades reduzidas elevadas (superiores a 10) onde outras formas de excitação tais como excitação de galope são predominantes, e particularmente para valores baixos de amortecimento estrutural, tal procedimento de previsão pode subestimar grosseiramente a resposta transversal do vento (KWOK, 2013).

3.3 Excitações devidos a movimentos da estrutura por vento transversal

Existem três excitações do vento cruzado comumente reconhecidas sob este título; galope, lock-in e flutuação. Estes são frequentemente referidos como instabilidades induzidas pelo vento ou instabilidades aerodinâmicas que ocorrem devido ao padrão de fluxo gerado pela forma da estrutura ou pela mudança na força aerodinâmica devido ao movimento da estrutura. Muita pesquisa em aspectos destas instabilidades aerodinâmicas foram realizadas

desde o colapso da Ponte Suspensa Tacoma Narrows e a ocorrência de oscilações de grande amplitude em linhas de transmissão e chaminés de aço (KWOK, 2013).

3.3.1 Excitação de Galope

Refere-se à vibração da estrutura em um única direção, transversal ao escoamento e induzida por este. Em geral, o fenômeno de galope é uma instabilidade típica de estruturas esbeltas, leves e flexíveis, tendo formas especiais de seção transversal, como seções retangulares ou em semicírculo. Estas estruturas podem exibir grandes amplitudes de oscilação na direção transversal ao escoamento em frequências que são muito menores que aquela de desprendimento de vórtices da mesma seção. À medida que a velocidade do escoamento aumenta, cresce também a amplitude de vibração. O galope também é fortemente influenciado pela turbulência do vento, sendo algumas formas muito sensíveis a este efeito, como por exemplo, as formas retangulares com proporção de 2:1, onde, em escoamento turbulento a instabilidade por galope pode desaparecer, enquanto que em escoamento suave a instabilidade pode estar presente (CEB, 1991).

O pressuposto fundamental usado na análise do galope é a aproximação quase estática. Isso porque as oscilações galopantes são geralmente lentas, assim assume-se que para cada instante durante a oscilação, a força aerodinâmica atuando sobre o corpo é a mesma que para um teste estático sobre o mesmo corpo rígido no mesmo ângulo de incidência do vento médio (KWOK, 2013).

De acordo com a Fig. 3.4, a força aerodinâmica na direção transversal do vento médio pode ser deduzida da seguinte forma:

$$F_y = -(F_L \cos \alpha + F_D \sin \alpha) \quad (3.13)$$

e o coeficiente de força transversal do galope é

$$C_{F_y} = -(C_L \cos \alpha + C_D \sin \alpha) \quad (3.14)$$

em que, α é o ângulo da incidência do vento.

Derivando a equação anterior em relação a α podemos obter a seguinte expressão

$$\frac{\partial C_{F_y}}{\partial \alpha} = - \left(\frac{\partial C_L}{\partial \alpha} \cos \alpha - C_L \sin \alpha + \frac{\partial C_D}{\partial \alpha} \sin \alpha + C_D \cos \alpha \right) \quad (3.15)$$

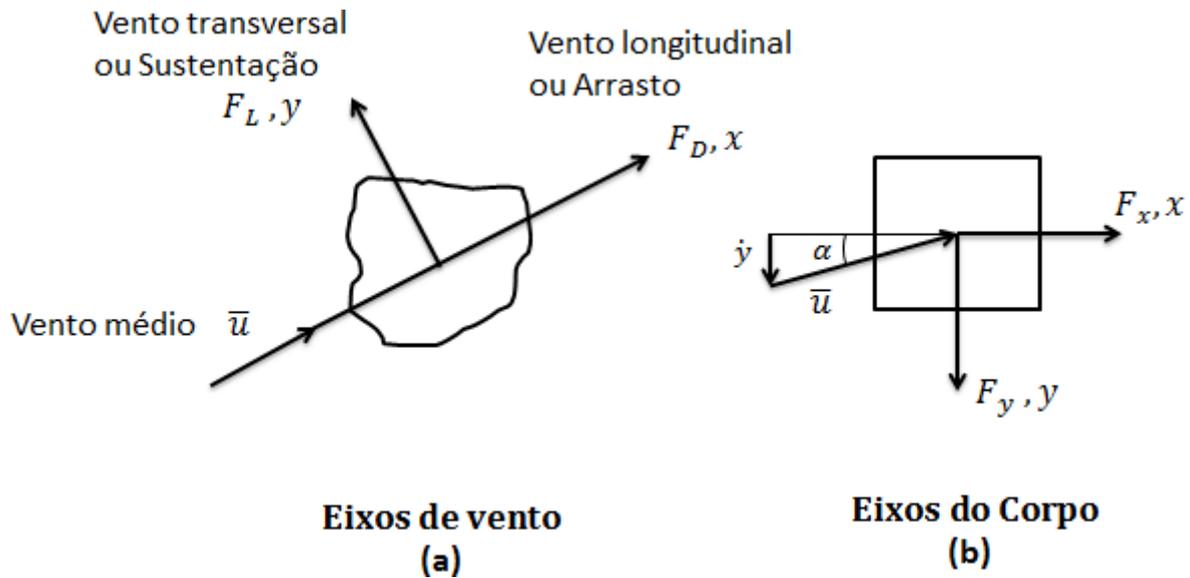


Figura 3.4 – Componentes das forças e respostas induzidas pelo vento (KWOK, 2013).

Na qual para pequenos valores de α temos

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{\dot{y}}{\bar{u}}$$

$$\approx \frac{\dot{y}}{\bar{u}} \quad (3.16)$$

em que, \dot{y} é a derivada primeira do deslocamento transversal da estrutura.

Assim

$$\frac{\partial C_{Fy}}{\partial \alpha} \approx - \left(\frac{\partial C_L}{\partial \alpha} + C_D \right) \quad (3.17)$$

ou

$$C_{Fy} \approx - \left(\frac{\partial C_L}{\partial \alpha} + C_D \right) \frac{\dot{y}}{\bar{u}} \quad (3.18)$$

Teorias não-lineares mais refinadas do galope foram desenvolvidas por Parkinson (1971), Novak (1972) entre outros. Embora estas sejam úteis na análise detalhada do galope, concluiu-se que essas teorias são válidas somente em velocidades reduzidas muito altas e conseqüentemente amplitudes de deslocamento muito maiores. Portanto, essas teorias são aplicáveis a uma gama muito limitada de estruturas, como cabos suspensos, e não são aplicáveis a edifícios e estruturas modernos em velocidades normais de vento. Aproximação linear simples geralmente leva a estimativas conservadoras de resposta galopante, mas é frequentemente aceita como uma indicação justa de possível instabilidade galopante para muitas estruturas (KWOK, 2013).

3.3.2 Excitação de *Lock-in*

“Lock-in” é um termo comumente usado para descrever o fenômeno no qual a grande amplitude de resposta transversal do vento de uma estrutura ocorre em uma ampla faixa de velocidades de vento nas quais a frequência de desprendimento de vórtice, conforme definido pelo Número de Strouhal, está próxima à frequência natural da estrutura. Quando a amplitude de oscilação atinge uma certa magnitude crítica, a frequência de oscilação e a frequência de desprendimento de vórtice tendem a ficar sincronizadas e a força resultante do vento cruzado aumenta significativamente. Uma vez que o Lock-in se torna bem estabelecido, a resposta de grande amplitude pode geralmente ser mantida em uma faixa razoavelmente ampla de velocidades reduzidas e é independente da frequência de desprendimento de vórtice natural (KWOK, 2013).

Quando um espectro de vento de velocidade flutuante passa em um prisma quadrado de engastamento não perfeito, vibrações podem ser medidas. Nessa situação um pico muito mais significativo pode ser claramente identificado no espectro da esteira do prisma, indicando uma maior regularidade no processo de desprendimento de vórtice. É bem conhecido que as pressões flutuantes em uma estrutura fixa são pouco correlacionadas ao longo do comprimento da estrutura. Movimento de amplitude suficientemente grande da estrutura devido ao vento cruzado pode causar um aumento significativo na correlação de flutuações de pressão e, portanto, resultar em uma grande força transversal de vento do tipo Lock-in. O mecanismo de excitação lock-in é mostrado esquematicamente na Fig. 3.5. Uma ampla gama de estruturas, incluindo seções transversais quadradas, retangulares, circulares e seções do tipo D, é suscetível à excitação de Lock-in em ambos os fluxos laminares e turbulentos. A amplitude da resposta transversal crítica devido ao vento, que representa o desvio padrão do deslocamento devido ao vento cruzado acima do qual a excitação de Lock-in é significativa, pode ser determinada experimentalmente. Para edifícios altos e estruturas em um fluxo de camada limite turbulento, a amplitude da resposta transversal crítica foi relatada por Kwok e Melbourne (1981) como sendo tão baixa quanto 0,6% do diâmetro para estruturas cilíndricas circulares e cerca de 2,5% para estruturas prismáticas (KWOK, 2013).

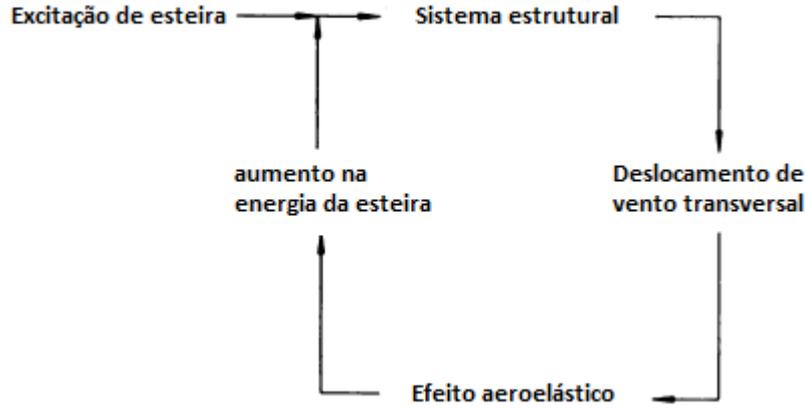


Figura 3.5 – Mecanismo de excitação lock-in (KWOK, 2013)

Quando o lock-in se estabelece, as forças transversais do vento que atuam na estrutura são bem organizadas e bem correlacionadas ao longo da extensão da estrutura. A qualquer instante t a força transversal flutuante do vento tem uma frequência discreta próxima da frequência natural da estrutura e da frequência de despreendimento do vórtice, e pode ser assumida como sendo senoidal de forma

$$F'_s(t) = \sqrt{2}C_{FS}\frac{1}{2}\rho\bar{u}^2l_1\text{sen}(2\pi n_s t) \quad (3.19)$$

Em que C_{FS} é um coeficiente da força do Lock-in sinusoidal. Este coeficiente de força é não-linear e depende de parâmetros como o formato da seção transversal, turbulência, amplitude de resposta transversal do vento e velocidade reduzida de operação. Como uma primeira aproximação, a não linearidade pode ser ignorada na avaliação da resposta de estruturas devido à excitação de lock-in. A resposta transversal do vento devido à excitação de uma estrutura com uma forma de primeiro modo linear é então

$$\frac{\sigma_y}{b} = \frac{C_{FS}\rho l_1^2 h}{2(1 + \gamma)\zeta_s m \left[4\pi \frac{n_0 l_1}{\bar{u}(h)}\right]^2} \quad (3.20)$$

em que, γ é o expoente do perfil da velocidade média do vento.

A resposta desvio padrão é proporcional a ζ_s^{-1} em comparação com $\zeta_s^{-\frac{1}{2}}$ quando a excitação da esteira é o mecanismo dominante. Para estruturas de seção circular altas, finas e flexíveis, como chaminés, uma previsão mais precisa da resposta de lock-in pode ser obtida incorporando-se a característica não linear da força aerodinâmica no modelo matemático, como o proposto por Basu e Vickery. (1983) (KWOK, 2013).

No que diz respeito à significância da excitação de lock-in em edifícios e estruturas altas modernas, ela depende muito da capacidade de outras formas de excitação transversal do ventos, como a excitação de esteira, a gerar uma resposta transversal do vento de magnitude significativa que permita o lock-in se estabelecer. Portanto, é razoável supor que

o lock-in é mais provável de ocorrer em prédios altos e estruturas com rigidez relativamente baixa, levemente amortecidos e operando próximo ao pico do espectro de energia da esteira (KWOK, 2013).

3.3.3 Excitação de Drapejamento

Segundo Kwok (2013) a excitação de drapejamento é mais complexo do que o galope e o lock-in em que os movimentos resultantes compreendem dois ou mais graus de liberdade e geralmente estão combinados por flexão e torção. Pela definição clássica de drapejamento, ele é semelhante à excitação de galope em que as forças flutuantes são controlados pelo movimento do corpo, mas difere em um aspecto importante que um ou ambos os graus de liberdade podem ter movimentos estáveis individualmente e é o acoplamento cruzado que extrai a energia do vento para produzir os movimentos instáveis combinados.

Considere um corpo não-aerodinâmico que é capaz de se mover na direção vertical y e rotacional θ (Fig. 3.6), ou seja, em movimentos de flexão e torção respectivamente. Considerando apenas os primeiros modos verticais e torcionais do corpo, dos quais as frequências angulares naturais são ω_y e ω_θ , as equações da força de sustentação, F_y , e momento torcional, M , apresentado por Simiu e Scanlan (1996) é da seguinte forma:

$$F_y = \frac{1}{2}\rho V^2 B \left[\bar{K} H_1^* \dot{y} + \bar{K} H_2^* \frac{B\dot{\theta}}{V} + \bar{K}^2 H_3^* \theta \right] \quad (3.21)$$

$$M = \frac{1}{2}\rho V^2 B^2 \left[\bar{K} A_1^* \dot{y} + \bar{K} A_2^* \frac{B\dot{\theta}}{V} + \bar{K}^2 A_3^* \theta \right] \quad (3.22)$$

onde:

$$\bar{K} = \frac{\omega B}{V} \quad (3.23)$$

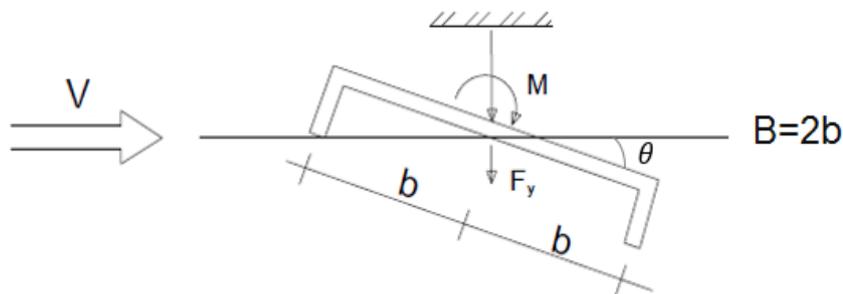


Figura 3.6 – Modelo físico do fenômeno de drapejamento nas estruturas leves e flexíveis.

em que:

y e θ são os deslocamentos vertical e rotacional;

V é a velocidade média do escoamento;

B é a largura do corpo;

ρ é a massa específica do ar;

\bar{K} é a frequência angular reduzida;

H_i^* e $A_i^*(i = 1, 2, 3)$ são coeficientes aerodinâmicos, ou comumente são chamados de derivados da flutuação, nos modos translacional e rotacional que descrevem as forças aerodinâmicas devido ao movimento do corpo e podem ser extraídos de ensaios em túnel de vento.

A ocorrência do efeito do drapejamento em edifícios e estruturas modernas permanece relativamente rara, e é geralmente restrita a estruturas em forma de asa, como plataformas de pontes suspensas, telhados em cantiléver e telhados suspensos por cabos. A seção em H usada na Ponte Suspensa Tacoma Narrows é propensa a flutuar e galopar, e sua falha é provavelmente uma combinação de ambos os fenômenos (KWOK, 2013).

4 Avaliação da Resposta Transversal de Edifícios Altos

Foram escolhidos cinco métodos de cálculo para avaliação das respostas transversais de edifícios altos retangulares sob ação do vento. Eles são divididos em um método de ensaio de túnel de vento, um método analítico (Método de Liang et al.(2002)) e três métodos normativos (A norma da Austrália e Nova Zelândia (AS/NZ-2011), a norma do Japão (AIJ-2004) e a norma da China (GB50009 -2012)).

Nas próximas seções deste capítulo estão apresentados um resumo de cada um destes métodos.

4.1 Métodos de Avaliação

4.1.1 Modelo matemático de Liang et al.(2002)

Nesta seção são apresentados equações empíricas do espectro reduzido da força transversal ao vento, $f_n S_L(f_n)/F_L'^2$; coeficiente de força lateral, C_L e número de Strouhal, S_t .

Liang et al. (2002) apresentam um modelo analítico completo para cargas dinâmicas transversais ao vento. Este modelo está em boa conformidade com os resultados experimentais obtidos em testes em túnel de vento realizados pelo próprio autor, podendo assim, considerá-lo aplicável e confiável (SARTORI, 2010).

Geralmente é dito que a magnitude da força transversal ao vento que age em edifícios altos retangulares muda junto com as relações laterais da seção transversal; em outras palavras, o coeficiente de força lateral é função da relação lateral em uma seção transversal. Dividindo o edifício em n níveis diferentes, a média do coeficiente de força lateral, de um modelo de edifício retangular para todos os níveis, pode ser calculada conforme Eq. 4.1 (LIANG et al., 2002).

$$\bar{C}_L = \sum_1^n \frac{h_i}{h} \frac{(F_L^{(i)})_{rms}}{\rho V^2(z_i)(l_1 h_i)/2} = \sum_1^n \frac{(F_L^{(i)})_{rms}}{\rho V^2(z_i)(l_1 h)/2} \quad (4.1)$$

em que:

- h altura do último nível (topo) da da estrutura, $[m]$;
- h_i altura do nível i da estrutura ($i = 1 - n$), $[m]$;
- ρ massa específica do ar, $[kg/m^3]$;
- l_1 comprimento da face transversal à direção do vento, $[m]$;
- $V(z_i)$ velocidade média do vento na altura do nível i , $[m/s]$;
- $(F_L^{(i)})_{rms}$ força rms transversal ao vento no nível i , $[N]$.

De acordo com os resultados experimentais de Liang et al. (2002), o parâmetro coeficiente de força lateral, C_L , aumenta conforme aumenta a magnitude da relação lateral da seção transversal da estrutura. O C_L de cada nível do mesmo modelo diminui conforme aumenta a altura; ou seja, diminui junto com a intensidade da turbulência. Através da Eq. 4.2, tem-se uma equação empírica para obtenção da média do coeficiente de força lateral, \bar{C}_L .

$$\bar{C}_L = 0,045(l_2/l_1)^3 - 0,335(l_2/l_1)^2 + 0,868(l_2/l_1) - 0,174 \quad (4.2)$$

em que:

- l_2 comprimento da face paralela à direção do vento, $[m]$.

A força transversal ao vento que atua em edifícios altos retangulares é principalmente causada por desprendimento alternado de vórtices, que pode ser observado na curva do espectro da força transversal ao vento (Fig. 4.1), retirada de Liang et al. (2002). Existe um pico evidente nesta curva, e a frequência reduzida correspondente ao pico é igual à frequência reduzida dominante de desprendimento de vórtices, ou seja, o número de Strouhal. Conforme Liang et al. (2002), quando a relação lateral resultar em $l_2/l_1 < 3$ existe um pico estreito e distinto na curva do espectro da força transversal ao vento; assim a largura de banda é pequena.

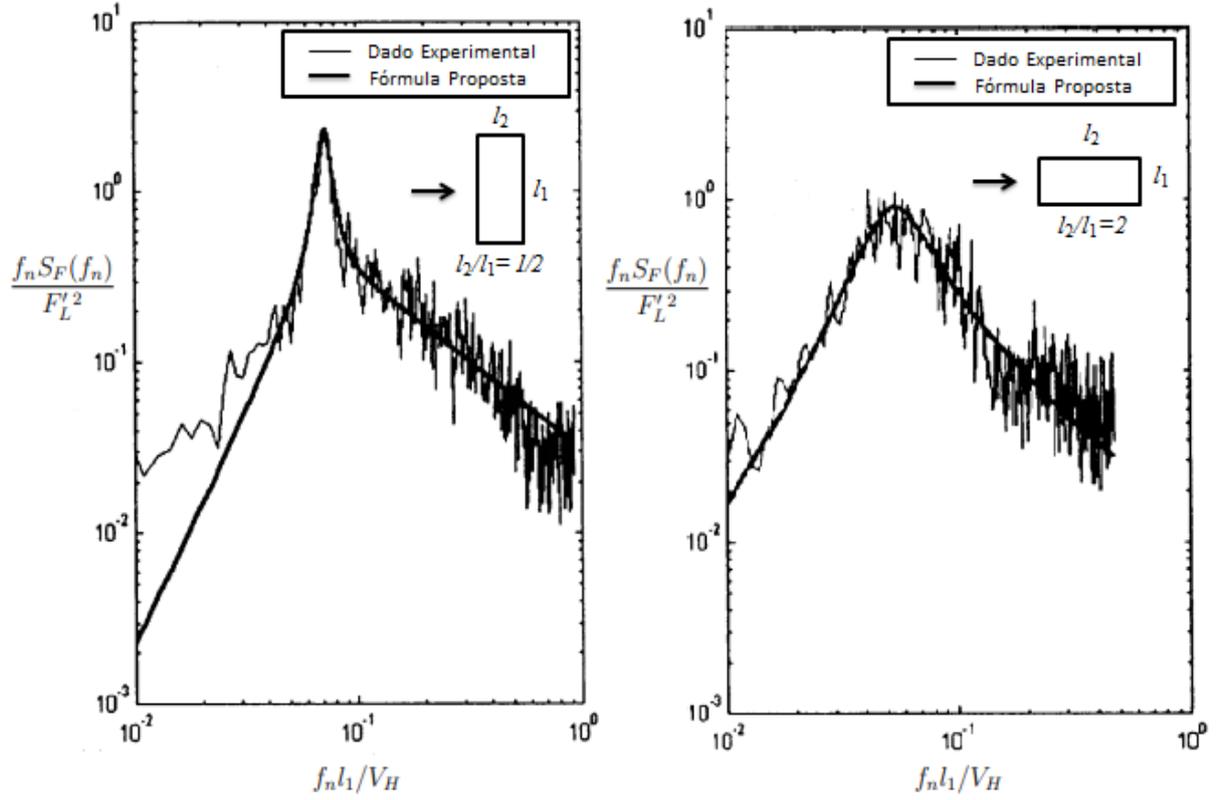


Figura 4.1 – Comparação do espectro da força transversal ao vento entre equação proposta e resultados experimentais (LIANG et al., 2002).

Para ajustar a função analítica aos resultados experimentais, a Eq. 4.3 apresenta uma equação normalizada em uma forma de combinação de dois termos.

$$\frac{f_n S_L(f_n)}{F_L'^2} = A \frac{h(E_1) \bar{f}^2}{(1 - \bar{f}^2)^2 + E_1 \bar{f}^2} + (1 - A) \frac{E_2^{0.50} \bar{f}^3}{1,56[(1 - \bar{f}^2)^2 + E_2 \bar{f}^2]} \quad (4.3)$$

em que:

- f_n frequência fundamental de vibração livre;
- f_s frequência de desprendimento de um par de vórtices;
- \bar{f} relação de frequências, $\bar{f} = f_n/f_s$;
- F_L' força RMS transversal ao vento para a altura z ;
- S área da seção transversal, $S = l_1 l_2$;

Sendo:

$$h(E_1) = 0.179E_1 + 0.65\sqrt{E_1} \quad (4.4)$$

em que:

$$E_1 = [0.47(l_2/l_1)^{0,28} - 0.52(l_2/l_1)^{1,4} + 0,24]/(h/\sqrt{S}) \quad (4.5)$$

$$E_2 = 2 \quad (4.6)$$

$$A = (h/\sqrt{S})[-0,118(l_2/l_1)^2 + 0,358(l_2/l_1) - 0,214] + [0,066(l_2/l_1)^2 - 0,26(l_2/l_1) + 0,894] \quad (4.7)$$

Na Eq. 4.8, Liang et al. (2002) mostram uma equação para várias seções retangulares de diferentes valores de l_2/l_1 , que busca ajustar o parâmetro número de Strouhal, S_t . Esta equação é aplicável quando a razão, $1/2 < (l_2/l_1) \leq 4$, for satisfeita.

$$S_t = 0,002(l_2/l_1)^2 - 0,023(l_2/l_1) + 0,105 \quad (4.8)$$

4.1.1.1 Força RMS transversal ao vento

A força RMS transversal ao vento para a altura z pelo método analítico do Liang et al. (2002) é calculada conforme a Eq. 4.9.

$$F'_L(z) = \frac{1}{2}\rho V_H^2 \bar{C}_L l_1 \quad (4.9)$$

Em que V_H é a velocidade média do vento no topo da estrutura.

Para que se possa obter a força RMS total devido a ação transversal do vento, é necessário integrar a Eq. 4.9 ao longo da altura da estrutura, e assim tem-se:

$$F'_{Lt} = \int_0^h F'_L(z) dz \quad (4.10)$$

Substituindo a Eq. 4.9 na Eq. 4.10 tem-se:

$$F'_{Lt} = \int_0^h \frac{1}{2}\rho V_H^2 \bar{C}_L l_1 dz \quad (4.11)$$

Substituindo a Eq. 2.1 na Eq. 4.11 tem-se:

$$F'_{Lt} = \int_0^h \frac{1}{2}\rho \left(V_0 b \left(\frac{z}{10} \right)^p \right)^2 \bar{C}_L l_1 dz \quad (4.12)$$

Reescrevendo a Eq. 4.12 de uma forma mais simples tem-se:

$$F'_{Lt} = \int_0^h \frac{1}{2}\rho V_0^2 b^2 \frac{z^{2p}}{10^{2p}} \bar{C}_L l_1 dz \quad (4.13)$$

Levando a parte constante para fora do integral tem-se:

$$F'_{Lt} = \frac{1}{2}\rho V_0^2 b^2 \frac{1}{10^{2p}} \bar{C}_L l_1 \int_0^h z^{2p} dz \quad (4.14)$$

Integrando a Eq. 4.14, chega-se a Eq. 4.15:

$$F'_{Lt} = \frac{1}{2}\rho V_0^2 b^2 \frac{1}{10^{2p}} \bar{C}_L l_1 \frac{h^{2p+1}}{2p+1} \quad (4.15)$$

Desenvolvendo a Eq. 4.15, podemos reescrevê-la da seguinte forma:

$$F'_{Lt} = \frac{1}{2}\rho V_0^2 b^2 \left(\frac{h}{10}\right)^{2p} \bar{C}_L l_1 \frac{h}{2p+1} \quad (4.16)$$

Utilizando a Eq. 2.1, pode-se simplificar a Eq. 4.16, e assim chega-se a Eq. 4.17, que apresenta a força RMS total devido à ação transversal do vento.

$$F'_{Lt} = \frac{1}{2}\rho V_H^2 \bar{C}_L l_1 \frac{h}{2p+1} \quad (4.17)$$

4.1.1.2 Momento RMS de base transversal ao vento

O momento RMS de base transversal ao vento pode ser obtido através de:

$$M'_{Lt} = \int_0^h F'_L(z) z dz \quad (4.18)$$

Substituindo a Eq. 4.9 na Eq. 4.18 tem-se:

$$M'_{Lt} = \int_0^h \frac{1}{2}\rho V_H^2 \bar{C}_L l_1 z dz \quad (4.19)$$

Substituindo a Eq. 2.1 na Eq. 4.19 tem-se:

$$M'_{Lt} = \int_0^h \frac{1}{2}\rho \left(V_0 b \left(\frac{z}{10}\right)^p\right)^2 \bar{C}_L l_1 z dz \quad (4.20)$$

Reescrevendo a Eq. 4.20 de uma forma mais simples tem-se:

$$M'_{Lt} = \int_0^h \frac{1}{2}\rho V_0^2 b^2 \frac{z^{2p}}{10^{2p}} \bar{C}_L l_1 z dz \quad (4.21)$$

Levando a parte constante para fora do integral tem-se:

$$M'_{Lt} = \frac{1}{2}\rho V_0^2 b^2 \frac{1}{10^{2p}} \bar{C}_L l_1 \int_0^h z^{2p+1} dz \quad (4.22)$$

Integrando a Eq. 4.22, chega-se a:

$$M'_{Lt} = \frac{1}{2} \rho V_0^2 b^2 \frac{1}{10^{2p}} \bar{C}_L l_1 \frac{h^{2p+2}}{2p+2} \quad (4.23)$$

Desenvolvendo a Eq. 4.23, pode-se reescrevê-la da seguinte forma:

$$M'_{Lt} = \frac{1}{2} \rho V_0^2 b^2 \left(\frac{h}{10} \right)^{2p} \bar{C}_L l_1 \frac{h^2}{2p+2} \quad (4.24)$$

Utilizando a Eq. 2.1, pode-se simplificar a Eq. 4.24, e assim chega-se a Eq. 4.25, em que ela é a equação do momento RMS total da base do edifício devido à ação transversal do vento.

$$M'_{Lt} = \frac{1}{2} \rho V_H^2 l_1 h^2 \frac{\bar{C}_L}{2p+2} \quad (4.25)$$

Pelas definições do trabalho de Zhou et al. (2003), pode-se simplificar ainda a Eq.4.25 como

$$M'_{Lt} = \bar{M}'_L \bar{C}_M \quad (4.26)$$

na qual \bar{M}'_L é o momento de referência transversal do vento que é igual a $\frac{1}{2} \rho V_H^2 l_1 h^2$, e \bar{C}_M é o coeficiente RMS do momento transversal da base do edifício igual à parte $\bar{C}_L/(2p+2)$.

O método analítico do Liang et al. (2002) não apresenta uma formulação para cálculo da força e do momento de pico.

4.1.2 Procedimento normativo da GB50009 2012 (China)

A norma GB50009-2012, que é a norma de projetos estruturais da China, foi publicada e colocada em prática na China desde primeiro de outubro de 2012. Esta versão foi atualizada a partir da versão 2006 do GB50009-2001, onde as provisões para obter a resposta transversal dinâmica do vento foram introduzidas pela primeira vez.

Esta norma apresenta formulações para o cálculo das forças e dos momentos máximos, e formulações para o cálculo dos coeficientes RMS da força e do momento para calcular as respostas RMS transversais devidas ao vento.

4.1.2.1 Força máxima transversal ao vento

Para edifícios altos planos retangulares com $4 \leq h/l_1 \leq 8$, $0.5 \leq l_2/l_1 \leq 2$ e $V_H T_{L1} / \sqrt{l_1 l_2} \leq 10$, a força máxima da ação transversal do vento em relação a altura "z" é

expressa da seguinte forma :

$$F_L(z) = g_R q_0 \mu_z \bar{C}_L l_1 \sqrt{1 + R_L^2} \quad (4.27)$$

De modo que:

$$q_0 = \frac{1}{2} \rho V_0^2 \quad (4.28)$$

$$\mu_z = b^2 \left(\frac{z}{10} \right)^{2p} \quad (4.29)$$

$$\bar{C}_L = (2 + 2p) C_m \bar{C}_M \quad (4.30)$$

$$\bar{C}_M = C_R - 0,019 \left(\frac{l_2}{l_1} \right)^{-2,54} \quad (4.31)$$

$$C_m = \begin{cases} 1 - 81,6 \left(\frac{b}{l_1} \right)^{1,5} + 301 \left(\frac{b}{l_1} \right)^2 - 290 \left(\frac{b}{l_1} \right)^{2,5} & 0,05 \leq \frac{b}{l_1} \leq 0,2 \quad \text{caso1} \\ 1 - 2,05 \left(\frac{b}{l_1} \right)^{0,5} + 24 \left(\frac{b}{l_1} \right)^{1,5} - 36,8 \left(\frac{b}{l_1} \right)^2 & 0,05 \leq \frac{b}{l_1} \leq 0,2 \quad \text{caso2} \end{cases} \quad (4.32)$$

$$R_L = K_L \sqrt{\frac{\pi S_L C_{sm} / \bar{C}_M^2}{4(\zeta_s + \zeta_{a1})}} \quad (4.33)$$

$$K_L = \frac{1,4}{(p + 0.95) C_m} \left(\frac{z}{h} \right)^{-2p+0,9} \quad (4.34)$$

$$\zeta_{a1} = \frac{0,0025 (1 - T_{L1}^{*2}) T_{L1}^* + 0,000125 T_{L1}^*}{(1 - T_{L1}^{*2})^2 + 0,0291 T_{L1}^{*2}} \quad (4.35)$$

$$T_{L1}^* = \frac{V_H T_{L1}}{9,8 l_1} \quad (4.36)$$

Em que:

g_R = fator de pico para o vento cruzado que segundo a norma deve ser tomado como 2.5;

q_0 = a pressão do vento de referência (kN/m^2), onde deve-se adotar a pressão do vento com um período de retorno de 50 anos na rugosidade de terreno aberto a 10m de altura;

μ_z = o fator de exposição de um perfil de pressão média do vento de 10 minutos

R_L = fator resonante da vibração transversal do vento;

S_L = função de densidade espectral de potência de força lateral, dada na Fig.4.2 ;
 C_m = fator de modificação de força para a forma de canto dada na Fig. 4.3 (se o valor b
mostrado na Fig. 4.3 for igual à 0, adota um valor igual à 1 para esse fator);
 C_{sm} = fator de modificação de espectro para a forma de canto, dada na Tabela 4.1 (para
casos que não estão na Tabela 4.1, adota um valor igual à 1 para esse fator);
 C_R = fator de rugosidade do solo (0,236, 0,211, 0,202 e 0,197 para categorias A à D);
 ζ_{a1} = relação de amortecimento aerodinâmico;
 ζ_s = relação de amortecimento estrutural;
 T_{L1} = período natural do primeiro modo de vibração da estrutura na direção transversal
do vento;
 T_{L1}^* = período reduzido;
 f_{L1} = frequência natural do primeiro modo de vibração da estrutura na direção transversal
do vento;
 f_{L1}^* = frequência reduzida igual à $f_{L1}l_1/V_H$ (JIN et al., 2012).

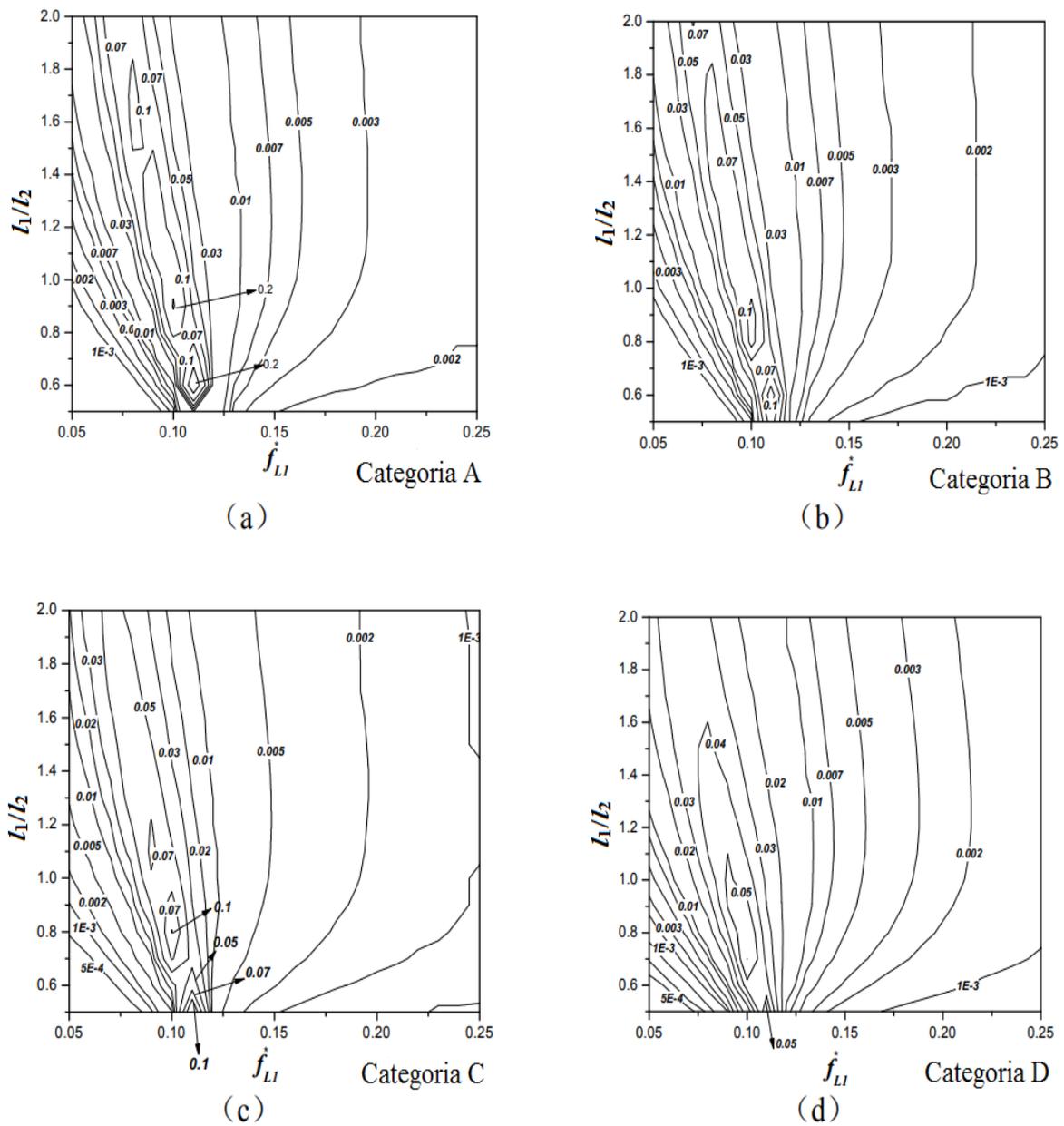


Figura 4.2 – Função de densidade espectral de potência de força lateral, para as quatro categorias de terreno definida por norma chinesa (JIN et al., 2012).



Figura 4.3 – Forma de canto (JIN et al., 2012).

Tabela 4.1 – Valores do coeficiente C_{sm} (JIN et al., 2012).

Caso	Categoria do Terreno	b/l_1	Frequência Reduzida (f_{L1}^*)						
			0.100	0.125	0.150	0.175	0.200	0.225	0.250
1	B	5%	0.183	0.905	1.2	1.2	1.2	1.2	1.1
		10%	0.070	0.349	0.568	0.653	0.684	0.670	0.653
		20%	0.106	0.902	0.953	0.819	0.743	0.667	0.626
	D	5%	0.368	0.749	0.922	0.955	0.943	0.917	0.897
		10%	0.256	0.504	0.659	0.706	0.713	0.697	0.686
		20%	0.339	0.974	0.977	0.894	0.841	0.805	0.790
2	B	5%	0.106	0.595	0.980	1.0	1.0	1.0	1.0
		10%	0.033	0.228	0.450	0.565	0.610	0.604	0.594
		20%	0.042	0.842	0.563	0.451	0.421	0.400	0.400
	D	5%	0.267	0.586	0.839	0.955	0.987	0.991	0.984
		10%	0.091	0.261	0.452	0.567	0.613	0.633	0.628
		20%	0.169	0.954	0.659	0.527	0.475	0.447	0.453

Substituindo a Eq. 2.1 na Eq. 4.27 e integrando ao longo da altura da estrutura obtemos a equação da força máxima total devido à ação transversal do vento, F_{Lt} . Assim temos:

$$F_{Lt} = \int_0^h g_R q_0 b^2 \left(\frac{z}{10} \right)^{2p} \bar{C}_L l_1 \sqrt{1 + R_L^2} dz \quad (4.37)$$

Levando a parte constante para fora da integral tem-se:

$$F_{Lt} = g_R q_0 b^2 \left(\frac{1}{10} \right)^{2p} \bar{C}_L l_1 \sqrt{1 + R_L^2} \int_0^h z^{2p} dz \quad (4.38)$$

Ou escrevendo de uma forma mais simples tem-se:

$$F_{Lt} = K_2 \int_0^h z^{2p} dz \quad (4.39)$$

Em que,

$$K_2 = g_R q_0 b^2 \frac{\bar{C}_L}{10^{2p}} l_1 \sqrt{1 + R_L^2} \quad (4.40)$$

Calcula-se a integral da Eq. 4.39, e assim a equação final da força de pico total devido à ação transversal do vento pode ser escrita da seguinte forma:

$$F_{Lt} = K_2 \left(\frac{h^{2p+1}}{2p+1} \right) \quad (4.41)$$

4.1.2.2 Momento máximo de base transversal ao vento

O procedimento para obter a equação do momento máximo transversal ao vento é parecido como da força máxima, em que pode ser obtida da integração de 0 até h do $F_L(z).zdz$. Assim,

$$M_{Lt} = \int_0^h F_L(z)zdz \quad (4.42)$$

$$M_{Lt} = \int_0^h g_R q_0 b^2 \left(\frac{z}{10}\right)^{2p} \bar{C}_L l_1 \sqrt{1 + R_L^2} z dz \quad (4.43)$$

Levando a parte constante para fora do integral tem-se:

$$M_{Lt} = g_R q_0 b^2 \left(\frac{1}{10}\right)^{2p} \bar{C}_L l_1 \sqrt{1 + R_L^2} \int_0^h z^{2p+1} dz \quad (4.44)$$

Ou escrevendo de uma forma mais simples tem-se:

$$M_{Lt} = K_2 \int_0^h z^{2p+1} dz \quad (4.45)$$

Calcula-se a integral da Eq. 4.45, e assim a equação final do momento máximo total devido à ação transversal do vento pode ser escrita da seguinte forma:

$$M_{Lt} = K_2 \left(\frac{h^{2p+2}}{2p+2}\right) \quad (4.46)$$

4.1.2.3 Força RMS transversal ao vento e Momento RMS de base transversal ao vento

As equações para obter a força total RMS e Momento RMS de base transversal ao vento pela norma chinesa são idênticas às equações 4.17 e 4.26 em que podemos igualar o V_H à $\mu_z q_0$.

4.1.3 Procedimento normativo do AIJ 2004 (Japão)

Parecido ao da norma chinesa, o procedimento da norma japonesa (AIJ-2004) também apresenta formulações para o cálculo das forças e dos momentos máximos, e formulações para o cálculo dos coeficientes RMS da força e do momento para calcular as respostas RMS transversais ao vento.

4.1.3.1 Força máxima transversal ao vento

Segundo AIJ (2004), para edifícios altos planos retangulares com $h/\sqrt{l_1 l_2} \leq 6$, $0,2 \leq l_2/l_1 \leq 5$ e $V_H T_{L1}/\sqrt{l_1 l_2} \leq 10$, a força máxima da ação transversal do vento como uma função da altura z é expressa da seguinte forma:

$$F_L(z) = 3 \frac{1}{2} \rho V_H^2 \bar{C}_M l_1 \frac{z}{h} g_R \sqrt{1 + \phi_L^2 R_L} \quad (4.47)$$

De modo que:

$$\bar{C}_M = 0,0082(l_2/l_1)^3 - 0,071(l_2/l_1)^2 + 0,22(l_2/l_1) \quad (4.48)$$

Em que:

g_R = fator de pico igual a $\sqrt{2 \ln(600 f_n) + 1.2}$;

ϕ_L = o fator de correção dependendo da forma de modo da vibração transversal do vento;

R_L = o fator de ressonância na direção transversal.

A fórmula para calcular estes parâmetros é dada em funções das dimensões e das características dinâmicas do edifício e vários parâmetros de vento (TAMURA et al., 2015). O fator de correção ϕ_L é dado como:

$$\phi_L = \frac{M_T}{3M_L} \left(\frac{z}{h} \right)^{k-1} (1 - 0,4 \ln k) \quad (4.49)$$

de modo que M_T é a massa total do edifício e M_L é a massa generalizada do modo fundamental de vibração transversal do vento que pode ser calculada da seguinte forma:

$$M_L = \int_0^h m(z) \cdot \phi_1^2(z) dz \quad (4.50)$$

Em que, $m(z)$ é a massa por unidade de altura na altura z .

Substituindo a Eq. 2.1 na Eq. 4.47 tem-se:

$$F_L(z) = 3 \frac{1}{2} \rho \left(V_0 b \left(\frac{z}{10} \right)^p \right)^2 \bar{C}_M l_1 \frac{z}{h} g_R \sqrt{1 + \phi_L^2 R_L} \quad (4.51)$$

Reescrevendo a Eq. 4.51 de uma forma mais simples tem-se:

$$F_L(z) = 3 \frac{1}{2} \rho V_0^2 b^2 \frac{z^{2p}}{10^{2p}} \bar{C}_M l_1 \frac{z}{h} g_R \sqrt{1 + \phi_L^2 R_L} \quad (4.52)$$

Integrando a Eq. 4.52 ao longo da altura da estrutura, obtemos a equação da força máxima total devido a ação transversal do vento, F_{Lt} . Assim tem-se:

$$F_{Lt} = \int_0^h 3 \frac{1}{2} \rho V_0^2 b^2 \frac{z^{2p}}{10^{2p}} \bar{C}_M l_1 \frac{z}{h} g_R \sqrt{1 + \phi_L^2 R_L} dz \quad (4.53)$$

Levando a parte constante para fora do integral tem-se:

$$F_{Lt} = 3 \frac{1}{2} \rho V_0^2 b^2 \frac{1}{10^{2p}} \bar{C}_M l_1 \frac{1}{h} g_R \sqrt{1 + \phi_L^2 R_L} \int_0^h z^{2p+1} dz \quad (4.54)$$

Ou escrevendo de uma forma mais simples tem-se:

$$F_{Lt} = K_3 \int_0^h z^{2p+1} dz \quad (4.55)$$

Em que:

$$K_3 = \frac{3}{2} \rho V_0^2 b^2 \frac{\bar{C}_M l_1}{10^{2p} h} g_R \sqrt{1 + \phi_L^2 R_L} \quad (4.56)$$

Calcula-se a integral da Eq. 4.55, e assim a equação final da força máxima total devido à ação transversal do vento pode ser escrita da seguinte forma:

$$F_{Lt} = K_3 \left(\frac{h^{2p+2}}{2p+2} \right) \quad (4.57)$$

4.1.3.2 Momento máximo de base transversal ao vento

O procedimento para obter a equação do momento máximo transversal ao vento é semelhante ao da força máxima, que pode ser obtida da integração de 0 até h do $F_L(z).zdz$. Assim,

$$M_{Lt} = \int_0^h F_L(z) z dz \quad (4.58)$$

$$M_{Lt} = \int_0^h 3 \frac{1}{2} \rho V_0^2 b^2 \frac{z^{2p}}{10^{2p}} \bar{C}_M l_1 \frac{z}{h} g_R \sqrt{1 + \phi_L^2 R_L} z dz \quad (4.59)$$

Levando a parte constante para fora do integral tem-se:

$$M_{Lt} = 3 \frac{1}{2} \rho V_0^2 b^2 \frac{1}{10^{2p}} \bar{C}_M l_1 \frac{1}{h} g_R \sqrt{1 + \phi_L^2 R_L} \int_0^h z^{2p+2} dz \quad (4.60)$$

Ou escrevendo de uma forma mais simples tem-se:

$$M_{Lt} = K_3 \int_0^h z^{2p+2} dz \quad (4.61)$$

Calcula-se a integral da Eq. 4.61, e assim a equação final do momento máximo total devido à ação transversal do vento pode ser escrita da seguinte forma:

$$M_{Lt} = K_3 \left(\frac{h^{2p+3}}{2p+3} \right) \quad (4.62)$$

4.1.3.3 Força RMS transversal ao vento e Momento RMS de base transversal ao vento

As equações para obter a força total RMS e Momento RMS de base transversal ao vento pela norma japonesa é idêntico às equações 4.17 e 4.26, com a diferença que a norma japonesa usa um coeficiente igual ao valor 3 em vez de $(2+2p)$. Assim na norma japonesa temos:

$$\bar{C}_L = 3\bar{C}_M \quad (4.63)$$

4.1.4 Procedimento normativo da AS/NZ 2011 (Austrália e Nova Zelândia)

Ao contrário do método analítico de Liang et al. (2002) e os dois outros procedimentos normativos apresentados, a norma AS/NZ (2011) só têm a formulação para o cálculo das forças e dos momentos de pico, e não apresenta uma formulação para o cálculo do coeficiente RMS da força e nem do momento para calcular as respostas transversais ao vento.

4.1.4.1 Força máxima transversal ao vento

A força máxima da ação transversal do vento por unidade de altura, F_L , como uma função de z (calculada pela massa vezes aceleração) em newtons por metro pode ser calculada por

$$F_L(z) = 0,5\rho_{ar}[V_H]^2 l_2 C_{fig} C_{dyn} \quad (4.64)$$

Em que:

$$C_{fig} C_{dyn} = 1,5g_R \left(\frac{l_1}{l_2} \right) \frac{K_m}{(1 + g_v I_h)^2} \left(\frac{z}{h} \right)^k \sqrt{\frac{\pi C_{fs}}{\zeta_s}} \quad (4.65)$$

Onde:

C_{fig} = fator de forma aerodinâmica;

C_{dyn} = fator de resposta dinâmica;

g_R = o fator de pico para resposta ressonante igual a $\sqrt{2 \ln(600f_n)}$

g_v = é o fator de pico para as flutuações de velocidade do vento, que deve ser tomado como 3,7

I_h = é a intensidade da turbulência na altura h do edifício dado na Tabela 4.2

Tabela 4.2 – Intensidade da turbulência (I_z)(AS/NZ, 2011).

Altura (z) m	Estado limite, região e categoria do terreno			
	Estados-limite de serviço			
	Categoria 1, todas as regiões	Categoria 2, todas as regiões	Categoria 3, todas as regiões	Categoria 4, todas as regiões
	Estados-limite último			
	Categoria 1, Regiões A, W e B	Categoria 2, Regiões A, W e B	Categoria 3, Regiões A, W e B	Categoria 4, Todas as regiões
≤3	0.171	0.207	0.271	0.342
5	0.165	0.196	0.271	0.342
10	0.157	0.183	0.239	0.342
15	0.152	0.176	0.225	0.342
20	0.147	0.171	0.215	0.342
30	0.140	0.162	0.203	0.305
40	0.133	0.156	0.195	0.285
50	0.128	0.151	0.188	0.270
75	0.118	0.140	0.176	0.248
100	0.108	0.131	0.166	0.233
150	0.095	0.117	0.150	0.210
200	0.085	0.107	0.139	0.196

NOTA: Para valores intermediários para altura (z) e categoria de terreno, deve-se usar interpolação linear.

Os termos categoria 1,2,3,4 refere-se as categorias de exposição de terreno.

K_m = O fator de correção de modo de vibração para aceleração transversal do vento, dado por:

$$= 0,76 + 0,24k$$

Onde:

k = expoente de potência do modo de vibração fundamental. Os valores do expoente k devem ser considerados como:

= 1,5 para uma viga uniforme em balanço;

= 0,5 para uma estrutura esbelta emoldurada (resistente a momento);

= 1,0 para um edifício com núcleo central e fachada resistente a momentos;

= 2,3 para uma torre que diminui a rigidez com a altura ou com uma massa grande no topo;

= valor obtido do ajuste $\phi_1(z) = (z/h)^k$ para o modo de vibração computada da estrutura;

$\phi_1(z)$ = primeiro modo de vibração como uma função de altura z , normalizado para a unidade em $z = h$;

ζ_s = relação entre o amortecimento estrutural e o amortecimento crítico de uma estrutura;

C_{fs} = O coeficiente de espectro de força transversal de vento generalizado para um modo de vibração linear, que dependendo das dimensões da estrutura pode ser calculada da seguinte forma:

(a) Para uma seção quadrada 3 : 1 : 1 ($h : l_1 : l_2$), em que V_n está no intervalo de 2 a 16 (Fig. 4.4):

(I) Para a intensidade de turbulência de 0.12 na altura $2h/3$

$$\log_{10} C_{fs} = 0.000353V_n^4 - 0.0134V_n^3 + 0.15V_n^2 - 0.345V_n - 3.109 \quad (4.66)$$

(II) Para a intensidade de turbulência de 0.2 na altura $2h/3$

$$\log_{10} C_{fs} = 0.00008V_n^4 - 0.0028V_n^3 + 0.0199V_n^2 + 0.13V_n - 2.985 \quad (4.67)$$

(b) Para uma seção quadrada 6 : 1 : 1 ($h : l_1 : l_2$), em que V_n está no intervalo de 3 a 16 (Fig. 4.5):

(I) Para a intensidade de turbulência de 0.12 na altura $2h/3$

$$\log_{10} C_{fs} = 0.000406V_n^4 - 0.0165V_n^3 + 0.201V_n^2 - 0.603V_n - 2.76 \quad (4.68)$$

(II) Para a intensidade de turbulência de 0.2 na altura $2h/3$

$$\log_{10} C_{fs} = 0.000334V_n^4 - 0.0125V_n^3 + 0.14V_n^2 - 0.384V_n - 2.36 \quad (4.69)$$

(c) Para uma seção quadrada 6 : 2 : 1 ($h : l_1 : l_2$), em que V_n está no intervalo de 2 a 18 (Fig. 4.6):

(I) Para a intensidade de turbulência de 0.12 na altura $2h/3$

$$\log_{10} C_{fs} = \frac{-3.2 + 0.0683V_n^2 - 0.000394V_n^4}{1 - 0.02V_n^2 + 0.000123V_n^4} \quad (4.70)$$

(II) Para a intensidade de turbulência de 0.2 na altura $2h/3$

$$\log_{10} C_{fs} = \frac{-3 + 0.0637V_n^2 - 0.00037V_n^4}{1 - 0.02V_n^2 + 0.000124V_n^4} \quad (4.71)$$

(d) Para uma seção quadrada $6 : 1 : 2(h : l_1 : l_2)$, em que V_n está no intervalo de 2 a 16 (Fig. 4.7):

(I) Para a intensidade de turbulência de 0.12 na altura $2h/3$

$$\log_{10} C_{fs} = 0.000457V_n^3 - 0.0.0226V_n^2 + 0.396V_n - 4.093 \quad (4.72)$$

(II) Para a intensidade de turbulência de 0.2 na altura $2h/3$

$$\log_{10} C_{fs} = 0.00038V_n^3 - 0.0.0197V_n^2 + 0.363V_n - 3.82 \quad (4.73)$$

Em que:

$$V_n = \frac{V_H}{f_n l_1 (1 + g_v I_h)} \quad (4.74)$$

Onde para valores intermediários de $h : l_1$, $l_1 : l_2$ ou I_h têm que ser usado a interpolação linear de $\log_{10} C_{fs}$. Obtendo o valor $\log_{10} C_{fs}$, podemos calcular o valor C_{fs} , em que,

$$C_{fs} = 10^{\log_{10} C_{fs}} \quad (4.75)$$

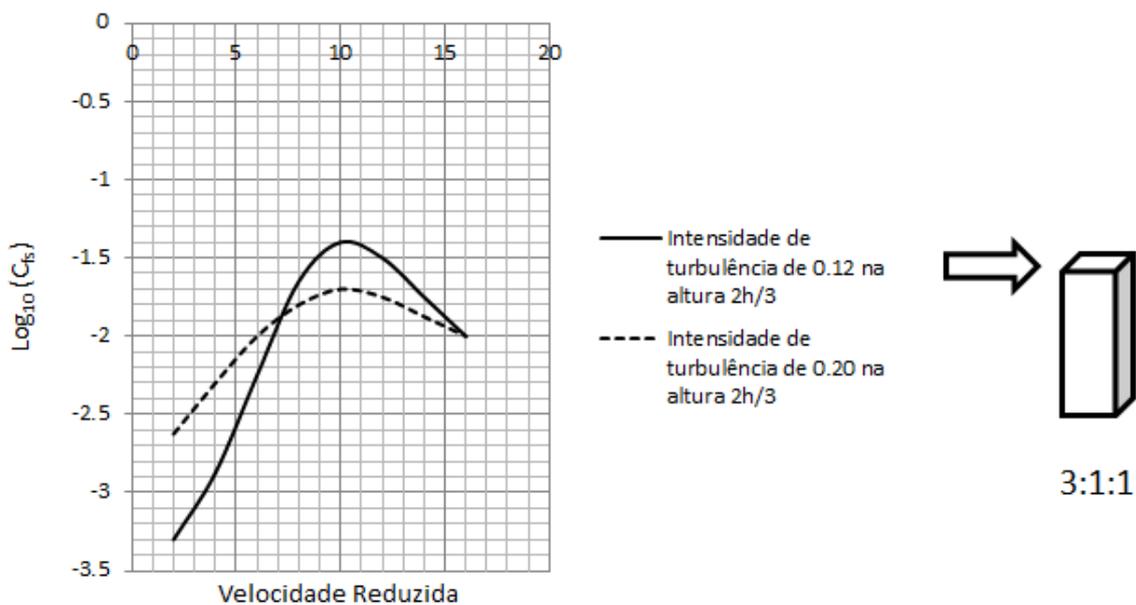


Figura 4.4 – Coeficiente de espectro da força transversal do vento para uma seção quadrada 3:1:1 (AS/NZ, 2011).

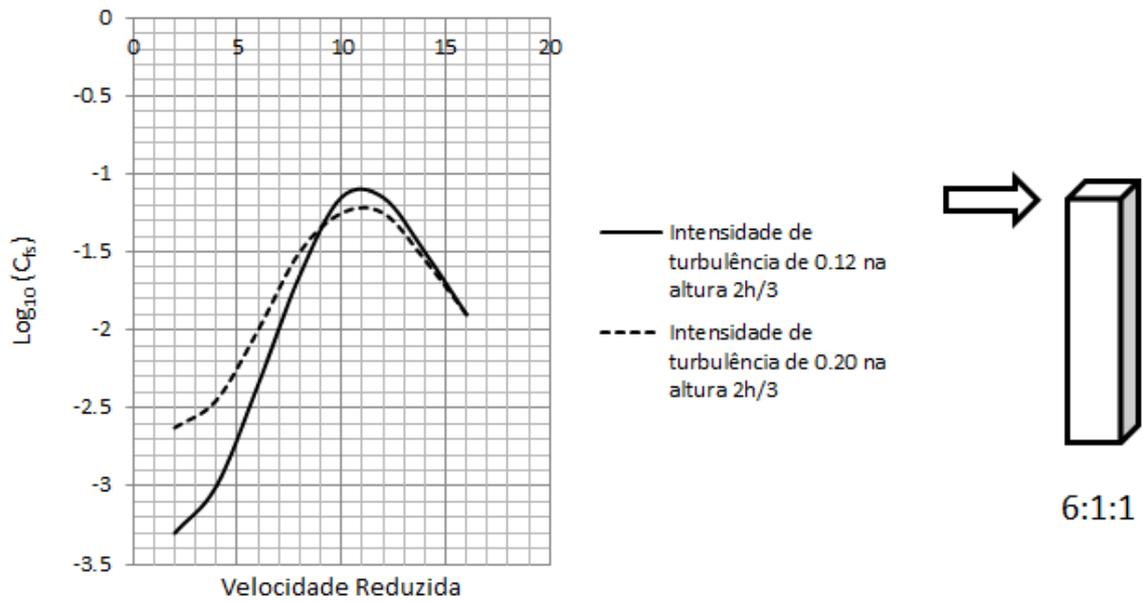


Figura 4.5 – Coeficiente de espectro da força transversal do vento para uma seção quadrada 6:1:1 (AS/NZ, 2011).

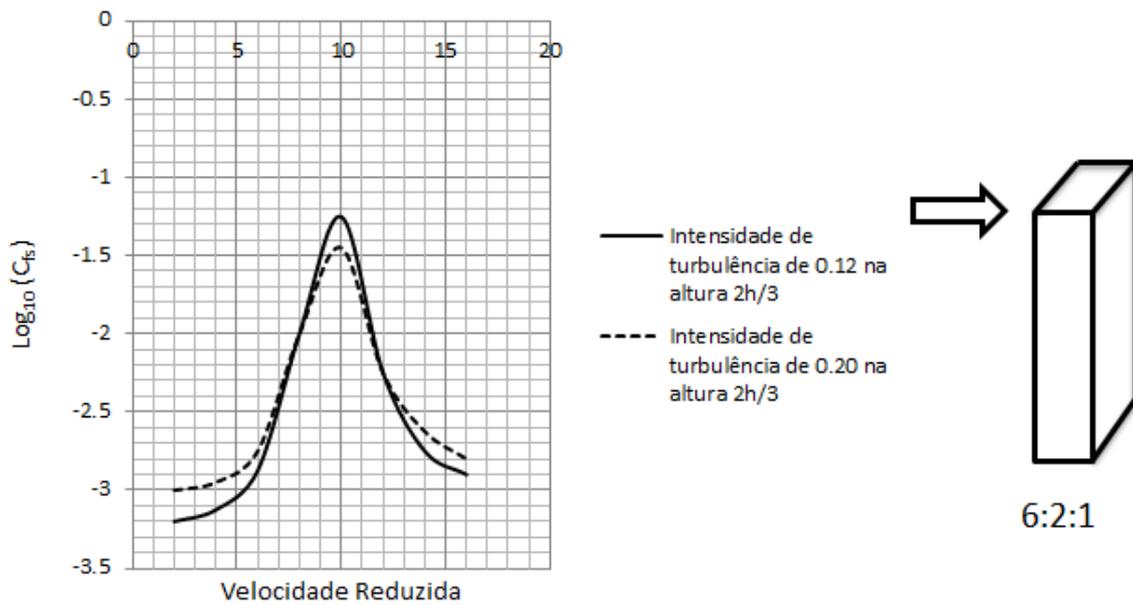


Figura 4.6 – Coeficiente de espectro da força transversal do vento para uma seção retangular 6:2:1 (AS/NZ, 2011).

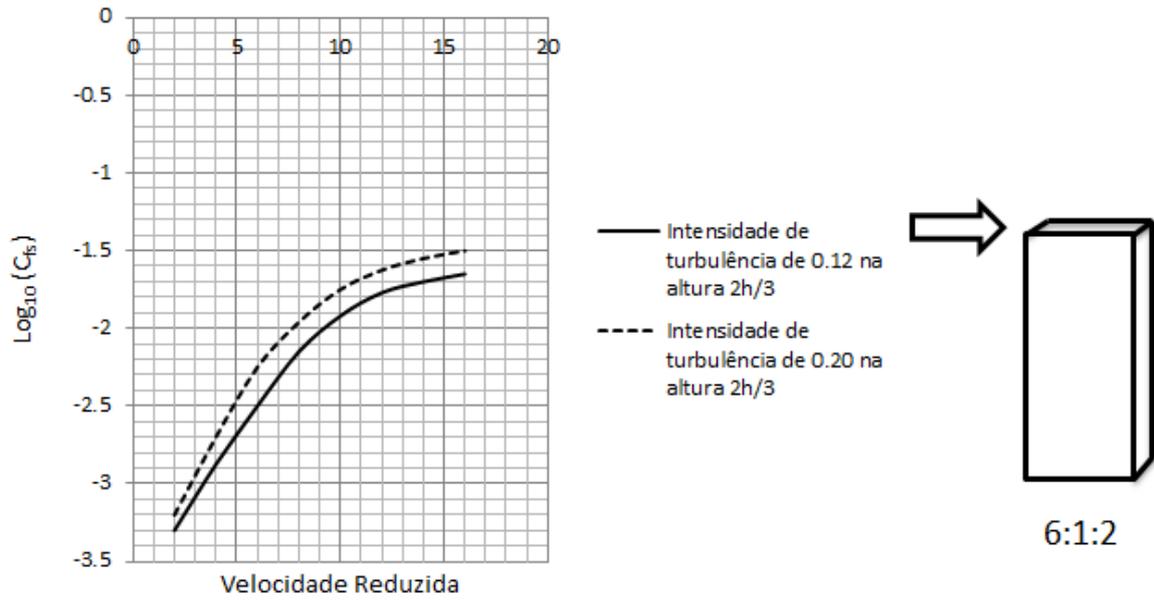


Figura 4.7 – Coeficiente de espectro da força transversal do vento para uma seção retangular 6:1:2 (AS/NZ, 2011).

Ao contrário de outros métodos analíticos, a norma AS/NZ (2011) usa a lei logarítmica para expressar a variação da velocidade média. Assim substituindo a Eq. 2.2 na Eq. 4.64 temos:

$$F_L(z) = \frac{1}{2}\rho \left(\frac{u^*}{0.4} \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) V_0 \right)^2 l_2 C_{fig} C_{dyn} \quad (4.76)$$

substituindo a Eq. 4.65 na Eq. 4.76 tem-se:

$$F_L(z) = \frac{1}{2}\rho \left(\frac{u^*}{0.4} \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) V_0 \right)^2 l_2 1.5 g_r \frac{l_1}{l_2} \frac{K_m}{(1 + g_v I_h)^2} \left(\frac{z}{h} \right)^k \sqrt{\frac{\pi C_{fs}}{\zeta_s}} \quad (4.77)$$

Integrando a Eq. 4.77 ao longo da altura da estrutura chega-se a equação da força de pico total devido à ação transversal do vento, F_{Lt} . Assim:

$$F_{Lt} = \int_0^h F_L(z) dz \quad (4.78)$$

$$F_{Lt} = \int_0^h \frac{1}{2}\rho \left(\frac{u^*}{0.4} \right)^2 \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) V_0^2 l_2 1.5 g_r \frac{l_1}{l_2} \frac{K_m}{(1 + g_v I_h)^2} \left(\frac{z}{h} \right)^k \sqrt{\frac{\pi C_{fs}}{\zeta_s}} dz \quad (4.79)$$

Levando a parte constante para fora do integral tem-se:

$$F_{Lt} = \frac{1}{2}\rho \left(\frac{u^*}{0.4} \right)^2 V_0^2 l_2 1.5 g_r \frac{l_1}{l_2} \frac{K_m}{(1 + g_v I_h)^2} \left(\frac{1}{h} \right)^k \sqrt{\frac{\pi C_{fs}}{\zeta_s}} \int_0^h \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) z^k dz \quad (4.80)$$

Ou escrevendo de uma forma mais simples tem-se:

$$F_{Lt} = K_1 \int_0^h \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) z^k dz \quad (4.81)$$

Em que,

$$K_1 = \frac{1}{2} \rho \left(\frac{u^*}{0.4} \right)^2 V_0^2 l_2 1.5 g_r \frac{l_1}{l_2} \frac{K_m}{(1 + g_v I_h)^2} \left(\frac{1}{h} \right)^k \sqrt{\frac{\pi C_{fs}}{\zeta_s}} \quad (4.82)$$

Calculando-se a integral da Eq. 4.81, a equação final da força de pico total devido à ação transversal do vento pode ser escrita da seguinte forma:

$$F_{Lt} = K_1 \left(\frac{h \left((k^2 + 2k + 1) \ln^2 \left(\frac{h}{z_0} \right) + (-2k - 2) \ln \left(\frac{h}{z_0} \right) + 2 \right) z_0^k e^{k \ln \left(\frac{h}{z_0} \right)}}{k^3 + 3k^2 + 3k + 1} \right) \quad (4.83)$$

4.1.4.2 Momento máximo de base transversal ao vento

A equação do momento máximo de base transversal ao vento pode ser obtida a partir da integração de 0 até h do $F_L(z) \cdot z dz$, e assim:

$$M_{Lt} = \int_0^h F_L(z) z dz \quad (4.84)$$

Da mesma forma como a força máxima calculada na seção anterior pode-se simplificar a Eq. 4.84 da seguinte forma:

$$M_{Lt} = K_1 \int_0^h \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) z^{k+1} dz \quad (4.85)$$

Calculando-se a integral da Eq. 4.85, a equação final do momento máximo total devido à ação transversal do vento pode ser escrita da seguinte forma:

$$M_{Lt} = K_1 \left(\frac{h^2 \left((k^2 + 4k + 4) \ln^2 \left(\frac{h}{z_0} \right) + (-2k - 4) \ln \left(\frac{h}{z_0} \right) + 2 \right) z_0^k e^{k \ln \left(\frac{h}{z_0} \right)}}{k^3 + 6k^2 + 12k + 8} \right) \quad (4.86)$$

4.2 Método Experimental

O programa experimental foi realizado no túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann do Laboratório de Aerodinâmica das Construções (LAC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul por Lavôr (2018).

Este túnel, cujo um modelo está apresentado na Figura 4.8, trata-se de um túnel de vento de retorno fechado, projetado especificamente para ensaios estáticos e dinâmicos de modelos de construções civis. Este túnel permite a simulação das principais características de ventos naturais. Tem relação comprimento / altura da câmara principal de ensaios superior a 10, e dimensões 1,30m × 0,90m × 9,32m (largura × altura × comprimento). A velocidade máxima do escoamento de ar nesta câmara, com vento uniforme e suave, sem modelos, é de 42 m/s (150 km/h).

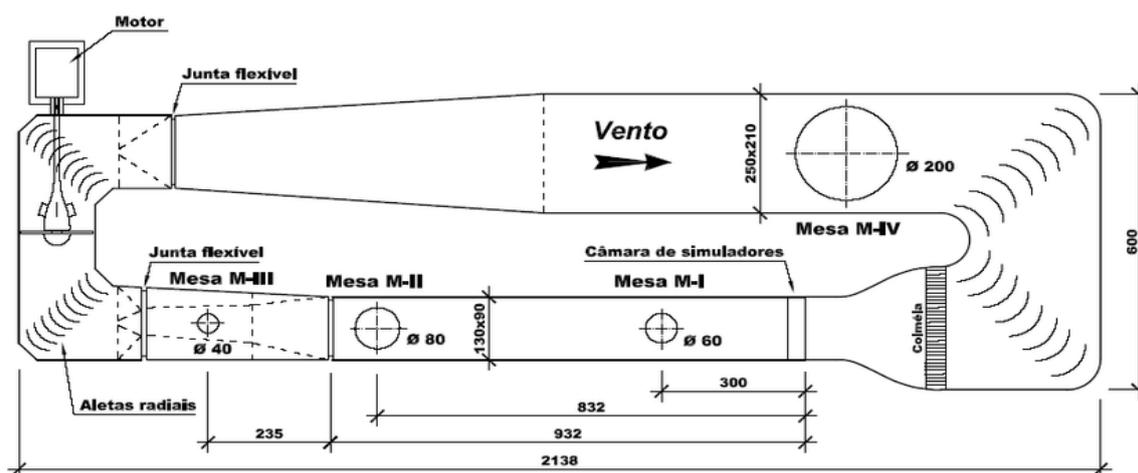


Figura 4.8 – Túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann (VIEIRA, 2016)

Os resultados finais apresentado no trabalho, foram obtidos através do processamento dos dados extraídos dos ensaios de túnel de vento (onde as características do vento simulado nesses ensaios estão mostrados na Tabela 4.3), utilizando o modelo reduzido do prédio padronizado de CAARC, e a técnica de Integração de Pressões em Alta Frequência (HFPI).

Tabela 4.3 – Características do vento simulado

Perfil do vento médio	Lei potencial
Coefficiente de rugosidade	$p = 0,11$
Cota de referência	450 mm a partir do piso do túnel de vento
Intensidade longitudinal da turbulência	4,1% e 4,0%
Escala longitudinal da turbulência	182,5 mm e 207,5 mm
Variação de velocidade	Velocidades entre 25m/s e 30m/s

4.2.1 A Técnica de Integração de Pressões em Alta Frequência (HFPI)

O método de HFPI utiliza um modelo reduzido rígido (um modelo de alta frequência que têm vibrações desprezíveis) onde são instalados transdutores de pressão em suas faces como indica a Figura 4.9. A partir dos anos de 1990 foram desenvolvidos sistemas de aquisição de registros com grande frequência de digitalização, tornando capaz de registrar pressões em centenas de pontos simultaneamente, isso tornou a utilização da técnica viável

nos ensaios. A cada tomada de pressão é relacionada uma área contribuinte. Diante de amostras de pressões em tempo real pode-se determinar numericamente no domínio do tempo as forças médias, as forças quase-permanentes e as forças modais associadas a cada modo de vibração da estrutura (LAVÔR, 2017).

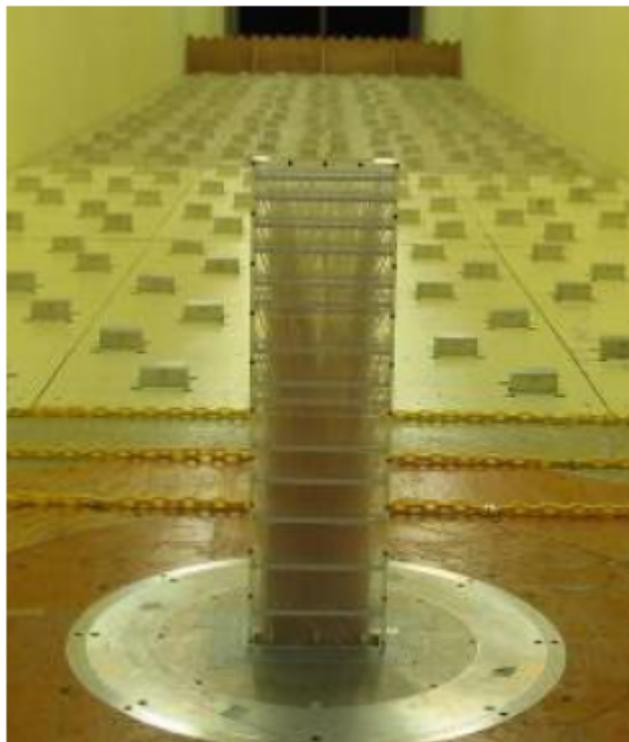


Figura 4.9 – Modelo reduzido com tomadas de pressões usando a técnica HFPI (LAVÔR, 2017).

Uma característica vantajosa do método de integração de pressões é se obter a variação das forças aerodinâmicas e dos momentos fletor e torçor ao longo da altura da estrutura, e não somente na base, proporcionando mais precisão no cálculo do torçor, bem como a excitação de múltiplos modos de vibração.

A limitação do método está na forma que o modelo deve ter, apresentando superfícies mais ou menos lisas, sem rugosidades em sua arquitetura que afete significativamente na turbulência do escoamento ao redor do modelo.

A integração de pressões, embora matematicamente simples, requer maciço trabalho de processamento numérico (SARTORI, 2010). Como exemplo, a Figura 4.10 mostra uma seção transversal horizontal de um edifício alto, com forma arbitrária.

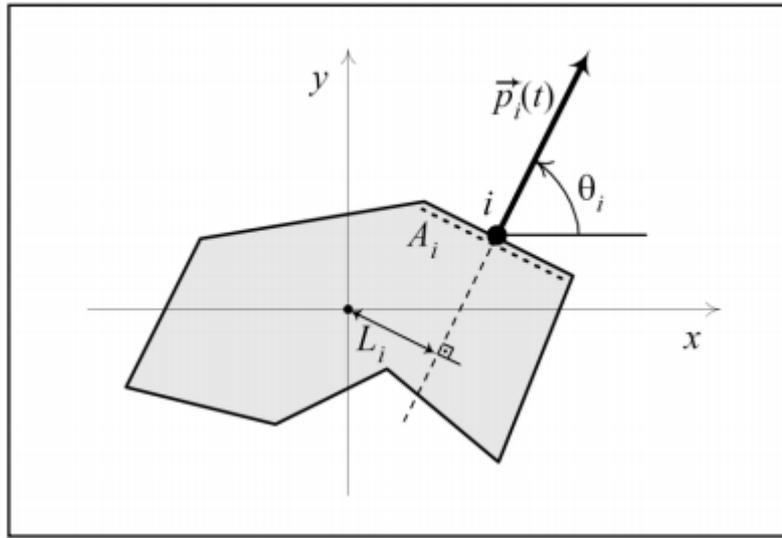


Figura 4.10 – Referências para conversão de um registro de pressão dinâmica em um registro de parcelas de componentes horizontais de força F_x e F_y e de momento torçor M_z para uma seção transversal de edificação (SARTORI, 2010).

As tomadas de pressão instaladas no modelo reduzido estão associadas a áreas de influência, A_i , e com isso a integração sobre uma dada região, ou “zona”, é feita a partir da Eq. 4.87:

$$F(t) = \int_S [\vec{p}(t) \vec{u}_F] dA \cong \sum_{i=1}^n [\vec{p}_i(t) \vec{u}_F] A_i \quad (4.87)$$

Em que:

$F(t)$ é a força resultante no tempo t ;

$\vec{p}(t)$ é o vetor da pressão local no tempo t ;

\vec{u}_F é o vetor dos cossenos diretores na direção em que se deseja obter a resultante $F(t)$;

S é o superfície (zona) para a qual se deseja obter a resultante $F(t)$;

n é o número de tomadas presentes na zona de integração;

$\vec{p}_i(t)$ é o vetor da pressão medida na i -ésima tomada no tempo t ;

A_i é a área de influência da i -ésima tomada.

Da mesma forma como da força, pode-se calcular o momento torçor em torno do eixo vertical (eixo z) produzido pelas pressões. Assim:

$$M_z(t) \cong \sum_{i=1}^n \vec{p}_i(t) L_i A_i \quad (4.88)$$

Em que,

L_i é a distância ortogonal do eixo de atuação da pressão na i -ésima tomada à origem do sistema de referência.

Obtendo as resultantes de forças e momentos pelas Eqs. 4.87 e 4.88, pode-se calcular as respostas dinâmicas da estrutura, usando a equação matricial de equilíbrio, Eq. 4.89.

$$\mathbf{M}\ddot{\vec{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\vec{u}}(t) + \mathbf{K}\vec{u}(t) = \vec{P}(t) \quad (4.89)$$

Em que,

\mathbf{M} é a matriz de massa;

\mathbf{C} é a matriz de amortecimento;

\mathbf{K} é a matriz de rigidez;

\vec{u} é o vetor de deslocamentos generalizados;

$\vec{P}(t)$ é o vetor de forças externas generalizadas.

Considerando-se que as forças de amortecimento são pequenas e que não há forças externas atuantes, tem-se a equação de equilíbrio em vibração livre:

$$\mathbf{M}\ddot{\vec{u}}(t) + \mathbf{K}\vec{u}(t) = \vec{0} \quad (4.90)$$

para a qual se admite a solução:

$$\vec{u}(t) = u_k(t)\vec{\phi}_k \quad (4.91)$$

ou seja, a resposta é composta de uma função escalar do tempo e um vetor de constantes adimensionais. Admitindo-se que em vibração livre não-amortecida os deslocamentos são funções sinusoidais do tempo:

$$u_k(t) = u_{k,max} \cos \omega_k t \quad (4.92)$$

substituindo a Eq. 4.92 na Eq. 4.90 chega-se a:

$$\mathbf{K}\vec{\phi}_k = \omega_k^2 \mathbf{M}\vec{\phi}_k \quad (4.93)$$

que resulta ser um problema de autovalores/autovetores com tantas soluções $(\omega_k, \vec{\phi}_k)$ quanto o número de graus de liberdade, n , do modelo estrutural. As frequências ω_k são denominadas frequências naturais de vibração livre e os vetores $\vec{\phi}_k$ são denominados formas modais, com o sub-índice k denotando o modo de vibração.

Por se tratar de um sistema linear (ou linearizado), a Eq. 4.89 pode ser resolvida por um método denominado superposição modal, de modo que a resposta total é obtida

através da soma das respostas em cada modo de vibração. Substituindo-se a Eq. 4.91 na Eq. 4.89, e pré-multiplicando-se todos os termos por $\vec{\phi}_k^T$ (com o T denotando transposição) tem-se:

$$(\vec{\phi}_k^T \mathbf{M} \vec{\phi}_k) \ddot{u}_k + (\vec{\phi}_k^T \mathbf{C} \vec{\phi}_k) \dot{u}_k + (\vec{\phi}_k^T \mathbf{K} \vec{\phi}_k) u_k = \vec{\phi}_k^T \vec{P}(t) \quad (4.94)$$

Devido à propriedade de ortogonalidade dos autovetores $\vec{\phi}_k$, e desde que a matriz de amortecimento, \mathbf{C} , possa ser representada como uma combinação linear das matrizes \mathbf{M} e \mathbf{K} (matriz de amortecimento proporcional, ou de Rayleigh), todos os termos da Eq. 4.94 resultam escalares e pode-se escrever:

$$M_k \ddot{u}_k(t) + C_k \dot{u}_k(t) + K_k u_k(t) = P_k(t) \quad (4.95)$$

onde M_k , C_k , K_k e P_k são denominados massa, amortecimento e rigidez modais, respectivamente.

A solução da Eq. 4.89 por meio de superposição modal implica que uma única equação matricial é substituída por n equações escalares, Eq. 4.95, com $k = 1, 2, \dots, n$. A resposta total do sistema é dada pela superposição de todas as respostas modais e a Eq. 4.91 deve ser re-escrita como:

$$\vec{u}(t) = \sum_{k=1}^n u_k(t) \vec{\phi}_k \quad (4.96)$$

Diferentemente da abordagem estática, onde a velocidade do vento para projeto é definida como sendo uma velocidade de rajada média sobre um curto intervalo de tempo (poucas dezenas de segundos), na abordagem dinâmica utiliza-se uma velocidade média sobre um longo período de tempo (neste contexto, seguindo a NBR6123, utiliza-se 600s) sobreposta a uma velocidade flutuante. A parcela flutuante pode (ou não) produzir efeitos ressonantes conforme as frequências naturais de vibração livre da estrutura.

As amplitudes de resposta dependem fortemente das propriedades dinâmicas da estrutura (frequências naturais, razões de amortecimento, etc.) e faz-se necessária a definição de forças estáticas equivalentes para subsidiar o projeto estrutural. Em poucas palavras, forças estáticas equivalentes são forças que, estaticamente aplicadas, produzem amplitudes de deslocamento iguais às maiores amplitudes observadas ao longo da resposta dinâmica.

Existem vários critérios para a definição de forças estáticas equivalentes e qualquer um deles deve sempre levar em conta os aspectos estatísticos implícitos na definição de amplitudes extremas. No presente contexto adota-se um critério que sempre apresenta boa compatibilidade com a abordagem estática. Por este critério, é buscado um instante de tempo nas séries temporais da resposta estrutural em que a energia potencial elástica atinge um valor extremo, definido através de critérios estatísticos pela teoria de processos

aleatórios. Uma vez selecionado o instante de tempo t_{ref} , aqui denominado tempo de referência, a resposta instantânea é prontamente calculada como:

$$\vec{u}_{ref} = \sum_{k=1}^n u_k(t_{ref}) \vec{\phi}_k \quad (4.97)$$

Uma vez definidos os deslocamentos que devem ser produzidos pelas forças estáticas equivalentes, \vec{F}_{eq} , estas podem ser calculadas como:

$$\vec{F}_{eq} = \mathbf{K} \vec{u}_{ref} \quad (4.98)$$

Por outro lado, fazendo-se uso das Eqs. 4.93, 4.96 e 4.97 obtém-se diretamente os vetores com:

$$\vec{F}_{eq} = \sum_{k=1}^n \omega_k^2 u_k(t_{ref}) (\mathbf{M} \vec{\phi}_k) \quad (4.99)$$

Representando o produto final da análise por HFPI, os vetores de forças estáticas equivalentes, um para cada direção do vento ensaiada no túnel, podem ser finalmente repassados ao projetista.

4.2.2 Modelo de Edifício Alto Padrão de CAARC

De acordo com Melbourne (1980), o CAARC é um modelo padronizado de edifícios altos que foi idealizada no evento de *Commonwealth Advisory Aeronautical Research Council Coordinators in the Field of Aerodynamics*, em 1969. A meta de introduzir esse modelo foi estabelecer um meio comparativo entre as diferentes técnicas de ensaios que estavam sendo utilizadas em vários túneis de vento.

O modelo padrão de CAARC, é um prisma retangular de tamanho de 122,50 x 75,00 x 450,00 mm, equivalente a um edifício de 45,72 x 30,48 x 182,88 m para uma escala de 1/400, como mostra a Figura 4.11. Na tabela 4.4 está apresentando algumas propriedades físicas do CAARC.

Tabela 4.4 – Especificações do edifício padronizado CAARC

Massa específica	$160kg/m^3$
Massa total	$40776,26t$
Amortecimento	1% nas duas direções
Frequência natural	$f_x = 0,20Hz$, $f_y = 0,20Hz$ e $f_\theta = 0,30Hz$

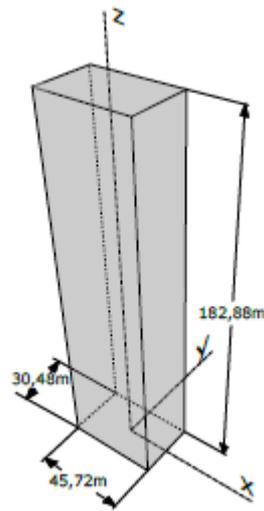


Figura 4.11 – Geometria do CAARC Standard Tall Building (LAVÔR, 2017).

O modelo CAARC usado foi montado no Laboratório de Aerodinâmica das Construções (LAC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul por Lavôr (2018). Considerando o fator de escala de 1:400, as dimensões do modelo são de 122.50 mm por 75.00 mm de base e altura de 450.00 mm. Foram distribuídas 280 tomadas de pressão considerando as quatro fachadas do modelo, colocadas em 10 linhas horizontais de 28 tomadas, considerando tomadas adicionais próximas aos cantos do modelo conforme sugerido por Melbourne (1980).

A Figura 4.12 mostra a distribuição das tomadas de pressão no CAARC.

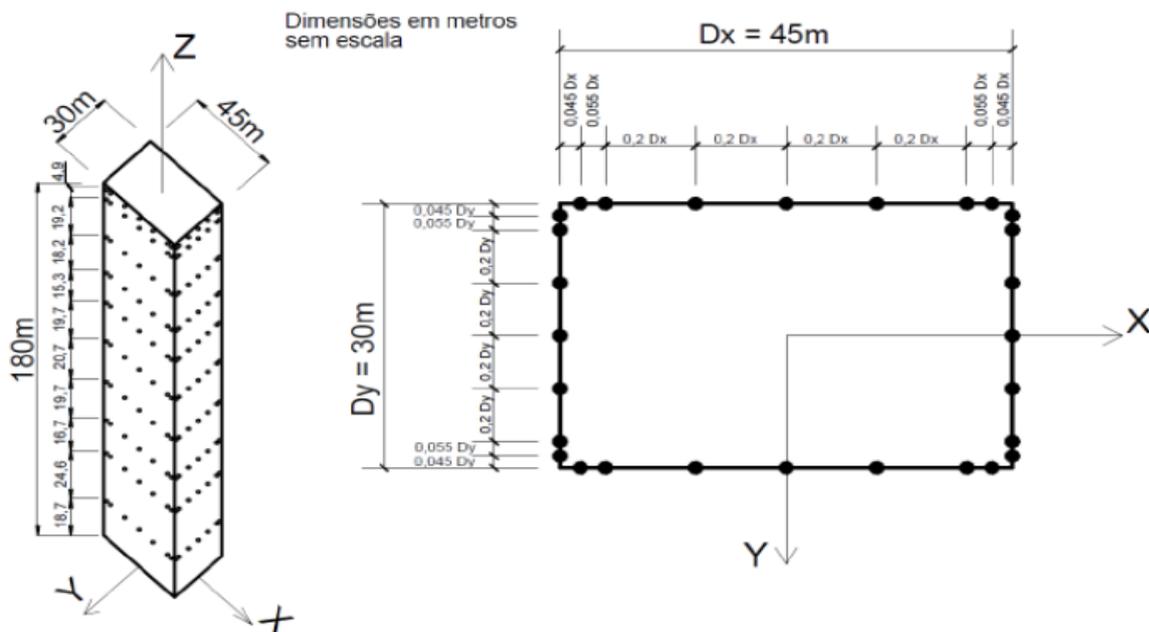


Figura 4.12 – Distribuição das tomadas de pressão no CAARC (SARTORI, 2010).

5 Resultados e Análises Comparativas

Neste capítulo inicialmente será apresentada uma análise comparativa dos métodos teóricos em relação às considerações e condições que cada um adota para calcular as respostas transversais do vento, e a seguir estão apresentados todos os resultados obtidos teórica e experimentalmente com suas respectivas análises e comparações.

5.1 Análise comparativa dos métodos teóricos

Todas as normas e métodos teóricos apresentam algumas considerações e condições para a caracterização do vento e o cálculo das respostas transversais, que podem ser diferentes para cada um deles. A seguir é apresentada uma análise comparativa dessas considerações de cada um dos métodos teóricos usados nesse trabalho.

5.1.1 Velocidade Básica do Vento

A definição da velocidade básica do vento varia entre as normas. Em geral, a velocidade básica do vento é a velocidade de uma rajada de alguns certos segundos, ou, a velocidade média do vento de um certo intervalo de tempo (varia entre as normas) excedida em média uma vez em 50 anos (ou 100 anos para algumas das normas como AIJ(2004)), a uma altura de 10 metros acima do terreno, em um campo aberto e plano (categoria C2). Essa velocidade do vento é obtida por meio de medições por anemômetros ou anemógrafos, em que o valor dela pode variar com a região da medida.

5.1.2 Tempo Médio

Os tempos médios da velocidade básica do vento (V_0) e resposta induzida pelo vento variam entre as normas, bem como dentro de uma norma (KWON e KAREEM, 2013). Em particular, a norma AS/NZ, define a velocidade básica do vento como velocidade de rajada de 3 segundos, enquanto as normas AIJ e GB50009 definem a velocidade básica do vento como a velocidade média do vento medida em 10 minutos.

No entanto, no cálculo da resposta induzida pelo vento, todas as normas utilizam um período médio mais longo de 10 minutos (Tabela 5.1).

Tabela 5.1 – Tempos médios.

	AS/NZ	GB50009	AIJ
Velocidade básica do vento	3-seg	10-min	10-min
Referência de resposta induzida pelo vento	10-min	10-min	10-min

Essas diferenças no tempo médio afetam os parâmetros intermediários nos cálculos dos efeitos de carga resultantes, tornando uma comparação simples entre as normas um desafio (KWON e KAREEM, 2013). Ao longo desta análise, o efeito de tempos médios diferentes na definição da velocidade básica do vento entre as normas foi minimizado o máximo possível. A esse respeito, o fator de conversão do método baseado no espectro de velocidade do vento foi utilizado para compensar entre diferentes tempos médios nas velocidades básicas do vento, em que $V_{0(3-seg)} = G_{v(10-min)} V_{0(10-min)}$, onde $G_{v(10-min)}$ é o fator de conversão da velocidade básica do vento medida em 10 minutos para velocidade básica do vento medida em 3 segundos, e é igual à 1.46.

Os ensaios do HFPI, que usa o modelo rígido, foram realizados com uma velocidade por configuração em torno de 26m/s, tendo adquiridas em cada configuração 8192 medidas de pressão por tomada, a uma taxa de aquisição de aproximadamente 500Hz. Dividindo o número dos registros por a taxa de aquisição (8192/500Hz), obtemos a duração dos registros que é igual a 16.384 segundos. Este registro tem a mesma duração de um registro quando o modelo é usado na balança (o modelo vibra), que corresponde a um registro na estrutura real de 10 minutos. Assim todas as repostas apresentadas na seção 5.2, foram calculados para um tempo médio de 10 minutos.

5.1.3 Perfil da Velocidade do Vento

Como foi dito no capítulo 2, existem duas formas típicas de descrever matematicamente a variação da velocidade média do vento que são a lei potencial e a lei logarítmica. Entre os métodos normativos utilizados nessa análise, as normas AIJ, GB50009 e NBR 6123 adotam a lei potencial e a norma AS/NZ adota a lei logarítmica.

5.1.4 Categorias e Parâmetros

Cada norma utiliza entre quatro e cinco categorias de exposição; no entanto, para fins de comparação, este estudo as classifica como cinco categorias gerais de exposição (C)

mostradas na Tabela 5.2. Observe que a velocidade básica do vento é sempre definida a 10 m de altura em terreno aberto, o que corresponde a C2 na definição usada aqui para comparação.

Nessa classificação as categorias C1 a C5 são correspondente a rugosidade dos terrenos ao nível do mar, terrenos abertos, subúrbios, das cidades pequenas e seus arredores, e dos centros de grandes cidades com grande concentração de edifícios altos respectivamente.

Tabela 5.2 – Comparação de categorias de exposição.

Categoria de Exposição Geral	Categorias de exposição definidas em normas			
	NBR 6123	AS/NZ	GB50009	AIJ
C1	I	1	A	I
C2	II	2	B	II
C3	III	3	C	III
C4	IV	-	D	IV
C5	V	4	-	V

Na Tabela 5.3 estão apresentados os valores dos parâmetros utilizados na formulação do perfil da velocidade média (lei potencial ou lei logarítmico) para todas as as normas e todas as categorias.

Tabela 5.3 – Parâmetros do perfil da velocidade média do vento.

Categorias de Exposição Geral	NBR 6123 -1988		AS/NZ-2011		AIJ-2004		GB50009-2012	
	(10-min)		(3-seg)		(10-min)		(10-min)	
	p	b	u*	z ₀	p	b	p	b
C1	0.10	1.23	0.055-0.061	0.002	0.10	1.23	0.12	1.13
C2	0.15	1.00	0.064-0.070	0.02	0.15	1.00	0.15	1.00
C3	0.19	0.86	0.075-0.083	0.2	0.20	0.79	0.22	0.73
C4	0.23	0.71	-	-	0.27	0.58	0.30	0.52
C5	0.31	0.50	0.086-0.102	2	0.35	0.39	-	-

Observação: Como o modelo matemático do Liang et al. (2002) não comenta sobre as categorias diferentes do terreno e não apresenta valores para o índice do perfil de velocidade do vento (p) e o parâmetro meteorológico do perfil de velocidade do vento (b), foram utilizados neste análise, os parâmetros apresentados pela NBR 6123 para intervalo de tempo médio de 10 minutos para o cálculo das respostas transversais induzidas pelo vento.

5.2 Resultados e Análises

Os resultados apresentados nessa seção estão em forma de gráficos com o intuito de comparar os resultados experimentais de Lavôr (2018) com aqueles obtidos teoricamente. Nesses gráficos os resultados dos momentos e das forças estão apresentados em função da velocidade reduzida onde nele foram considerados as transformações do intervalo de tempo para a norma australiana.

Comparando os parâmetros dos experimentos apresentados no capítulo 4 com aqueles das normas, podemos observar que são valores intermediários das categorias C1 e C2 que são correspondentes à rugosidade do terreno ao nível do mar e terreno aberto. Assim com intuito de comparação, as respostas transversais foram calculadas teoricamente para as duas categorias C1 e C2 e para as duas direções de 0 e 90 graus conforme mostrado na Figura 1.1.

A comparação entre as respostas transversais induzidas pelo vento pelos métodos teóricos e o método experimental é mostrada nas Figuras 5.1 à 5.4. As tabelas dos valores correspondentes aos gráficos apresentados nas Figuras 5.1 à 5.4 estão mostrados no apêndice A.

A Figura 5.1 apresenta a comparação entre as forças cisalhantes RMS transversais do vento na base do edifício obtidos pelos três métodos teóricos de AIJ (2004), GB50009 (2012) e o método analítico do Liang et al. (2002) com os resultados experimentais do Lavôr (2018), em relação a velocidade reduzida ($V_H/f_n D$), em que D é o lado de maior dimensão do edifício (igual à 45.72m).

Pelos resultados das forças RMS pode-se observar que para o vento com 0 graus de incidência os resultados obtidos pelas normas japonesas e chinesas apresentam valores próximos aos valores experimentais nas duas categorias de terreno C1 e C2, mas os resultados obtidos pelo método analítico do Liang et al.(2002) apresenta valores subestimados em relação aos resultados experimentais para as mesmas duas categorias de terreno (Fig. 5.1 (a e b)). Com intuito de comparação, a Tabela 5.4 mostra a razão entre a força RMS obtido pelos resultados experimentais e outros métodos de cálculo, para o vento com 0 graus de incidência e uma velocidade reduzida de 7.97 que corresponde a uma velocidade de 76.43 m/s no topo da estrutura. Pode-se observar que os resultados obtidos pelas normas japonesas e chinesas apresentam valores subestimados, mas próximos aos valores experimentais nas duas categorias de terreno C1 e C2, que usando um fator de segurança de 1.4 pode compensar essas diferenças. Agora, para os resultados obtidos pelo método analítico do Liang et al.(2002), tem que ser usado um fator de segurança acima de 1.4 para compensar as diferenças com os resultados experimentais.

Tabela 5.4 – Razão entre a força RMS obtido pelos resultados experimentais e outros métodos de cálculo, para o vento com velocidade reduzida de 7.97, e 0 graus de incidência

Categoria de Terreno	Método de Cálculo		
	Liang et al. (2002)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)
C1	1.53	1.18	1.05
C2	1.68	1.28	1.24

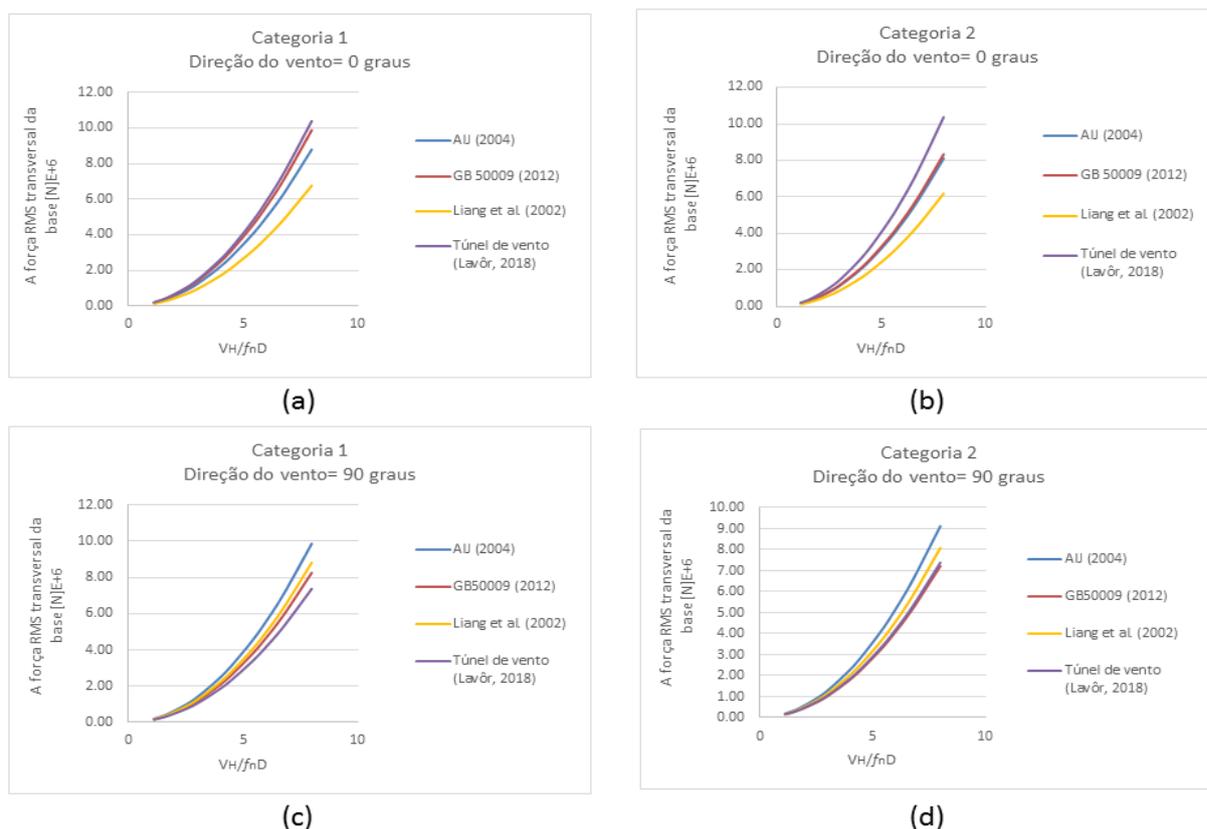


Figura 5.1 – Comparação de forças RMS transversais do vento na base do edifício pelos métodos normativos de AIJ (2004) e GB50009 (2012), o método analítico do Liang et al. (2002) e os resultados obtidos pelo túnel de vento como função de velocidade reduzida

Agora, para o vento com 90 graus de incidência a norma chinesa e o método analítico do Liang et al.(2002) resultaram em valores muito próximos aos valores experimentais onde a norma japonesa apresentou resultados mais superestimados em relação aos outros métodos (Fig. 5.1 (c e d)). Da mesma forma que a Tabela 5.4, a Tabela 5.5 traz a razão entre a força RMS obtida pelos resultados experimentais e outros métodos de cálculo, para o vento com 90 graus de incidência e uma velocidade reduzida de 7.97 que corresponde a uma velocidade de 76.43 m/s no topo da estrutura. Pode-se observar que todos os métodos apresentam resultados de boa concordância com os resultados experimentais, em

que entre eles, o método da norma chinesa apresenta os resultados mais próximos, e a norma japonesa apresenta resultados mais divergente aos resultados experimentais.

Tabela 5.5 – Razão entre a força RMS obtido pelos resultados experimentais e outros métodos de cálculo, para o vento com velocidade reduzida de 7.97, e 90 graus de incidência

Categoria de Terreno	Método de Cálculo		
	Liang et al. (2002)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)
C1	0.84	0.75	0.89
C2	0.91	0.81	1.02

A Figura 5.2 apresenta a comparação entre os momentos RMS transversais do vento na base do edifício obtidos pelos três métodos teóricos de AIJ (2004), GB50009 (2012) e o método analítico do Liang et al. (2002) com os resultados experimentais, em relação a velocidade reduzida.

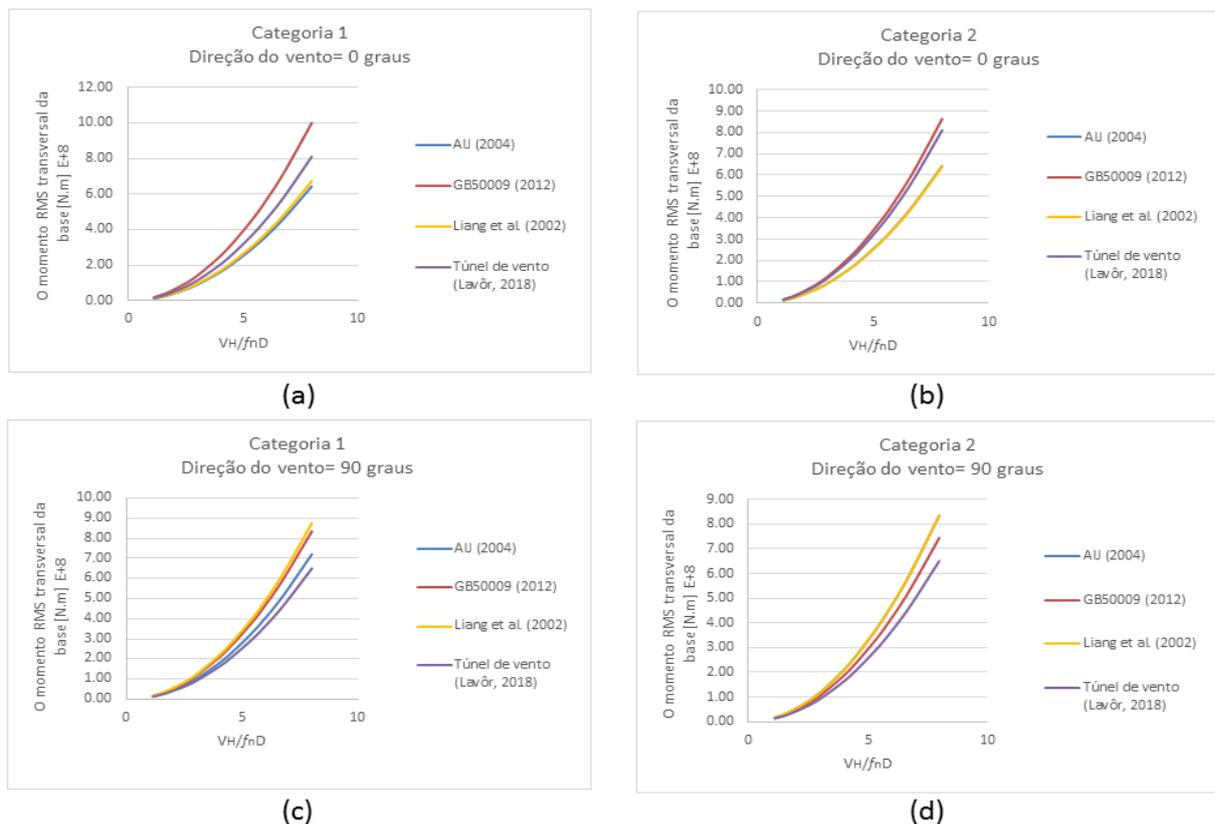


Figura 5.2 – Comparação de momentos RMS transversais do vento na base do edifício pelos métodos normativos de AIJ (2004) e GB50009 (2012), o método analítico do Liang et al. (2002) e os resultados obtidos pelo túnel de vento como função de velocidade reduzida

Nos gráficos apresentados na Figura 5.2 também pode-se observar que em geral há boa concordância entre as previsões dos métodos teóricos e os resultados experimentais.

Pode-se observar que para o vento com 0 graus de incidência e a categoria C1 (Fig.5.2 (a)), a norma japonesa e o método analítico apresentam valores subestimados e, a norma chinesa apresenta valores superestimados em relação aos resultados experimentais, onde na categoria de terreno C2 (Fig.5.2 (b)), os resultados experimentais se aproximam muito para os resultados da norma chinesa. Da mesma forma que a força RMS, com intuito de comparação, a Tabela 5.6 mostra a razão entre momento RMS obtido pelos resultados experimentais e outros métodos de cálculo, para o vento com 0 graus de incidência e uma velocidade reduzida de 7.97 que corresponde a uma velocidade de 76.43 *m/s* no topo da estrutura. Pode-se observar que os resultados obtidos pela norma chinesa apresentam valores superestimados, mas próximos aos valores experimentais nas duas categorias de terreno C1 e C2, e os resultados obtidos pela norma japonesa e pelo método analítico do Liang et al.(2002) apresentam valores subestimados, que usando um fator de segurança de 1.4 pode compensar essas diferenças.

Tabela 5.6 – Razão entre o momento RMS obtido pelos resultados experimentais e outros métodos de cálculo, para o vento com velocidade reduzida de 7.97, e 0 graus de incidência

Categoria de Terreno	Método de Cálculo		
	Liang et al. (2002)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)
C1	1.21	1.25	0.81
C2	1.27	1.26	0.94

A Tabela 5.7 traz a razão entre o momento RMS obtido pelos resultados experimentais e outros métodos de cálculo, para o vento com 90 graus de incidência e uma velocidade reduzida de 7.97 que corresponde a uma velocidade de 76.43 *m/s* no topo da estrutura. Pode-se observar que para o vento com 90 graus de incidência, nas categorias de terreno C1 e C2 (Fig.5.2 (c e d)), todos os métodos apresentam resultados superestimados, mas de boa concordância com os resultados experimentais, em que entre eles, o método da norma japonesa apresenta os resultados mais próximos aos resultados experimentais.

Tabela 5.7 – Razão entre o momento RMS obtido pelos resultados experimentais e outros métodos de cálculo, para o vento com velocidade reduzida de 7.97, e 90 graus de incidência

Categoria de Terreno	Método de Cálculo		
	Liang et al. (2002)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)
C1	0.74	0.90	0.78
C2	0.78	0.90	0.87

Pela ausência dos resultados experimentais referentes às força máxima e ao momento máximo, nesse trabalho foram comparados somente os resultados das forças máximas e dos momentos máximos obtidos pelas normas AS/NZ (2011), AIJ (2004) e GB50009 (2012), (Figuras 5.3 e 5.4).

A Figura 5.3 apresenta a comparação entre as forças cisalhantes máximas transversais do vento na base do edifício obtidas pelos três métodos normativos de AS/NZ (2011), AIJ (2004) e GB50009 (2012) em relação à velocidade reduzida, e a Figura 5.4 apresenta a comparação entre os momentos máximos transversais do vento na base do edifício obtidos pelos três métodos normativos de AS/NZ (2011), AIJ (2004) e GB50009 (2012) em relação à velocidade reduzida.

Observa-se que para as duas categorias e os dois ângulos de incidência do vento, em geral, as forças e momentos máximos obtidos pelos três métodos normativos são muito próximos.

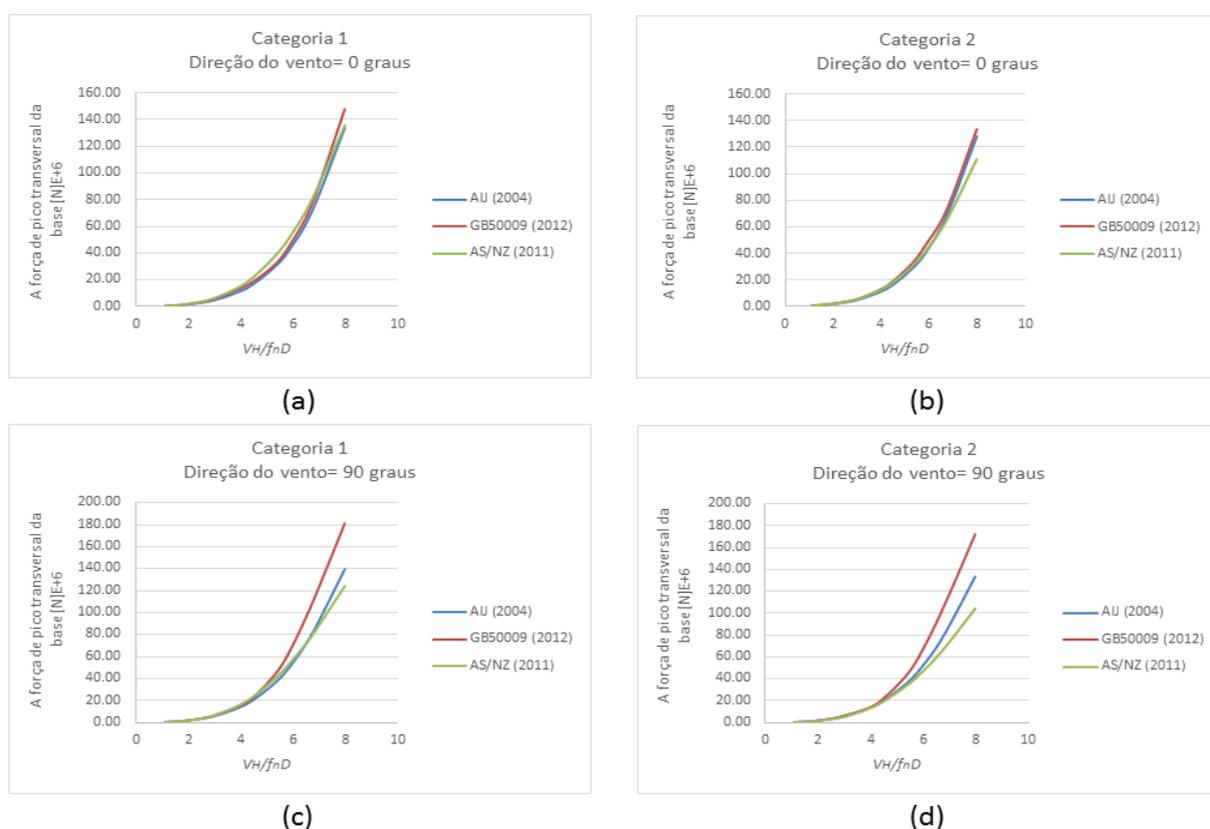


Figura 5.3 – Comparação de forças máximas transversais do vento na base do edifício pelos métodos normativos de AS/NZ (2011), AIJ (2004) e GB50009 (2012) como função de velocidade reduzida.

Pela Figura 5.3 pode-se observar que para o vento com 0 graus de incidência, nas categorias de terreno C1 e C2 (Fig.5.3 (a e b)), todas as normas apresentaram resultados de força máxima muito próximos e quase iguais. Agora, para o vento com 90 graus de incidência, nas categorias de terreno C1 e C2 (Fig.5.3 (c e d)), mesmo que todas as normas apresentaram resultados próximos para velocidades reduzidas menores que 5, os resultados delas ficaram divergentes depois dessa velocidade reduzida. Nesses resultados pode-se observar que a norma chinesa apresentou os maiores resultados, onde a norma australiana ficou com os menores resultados das forças máximas.

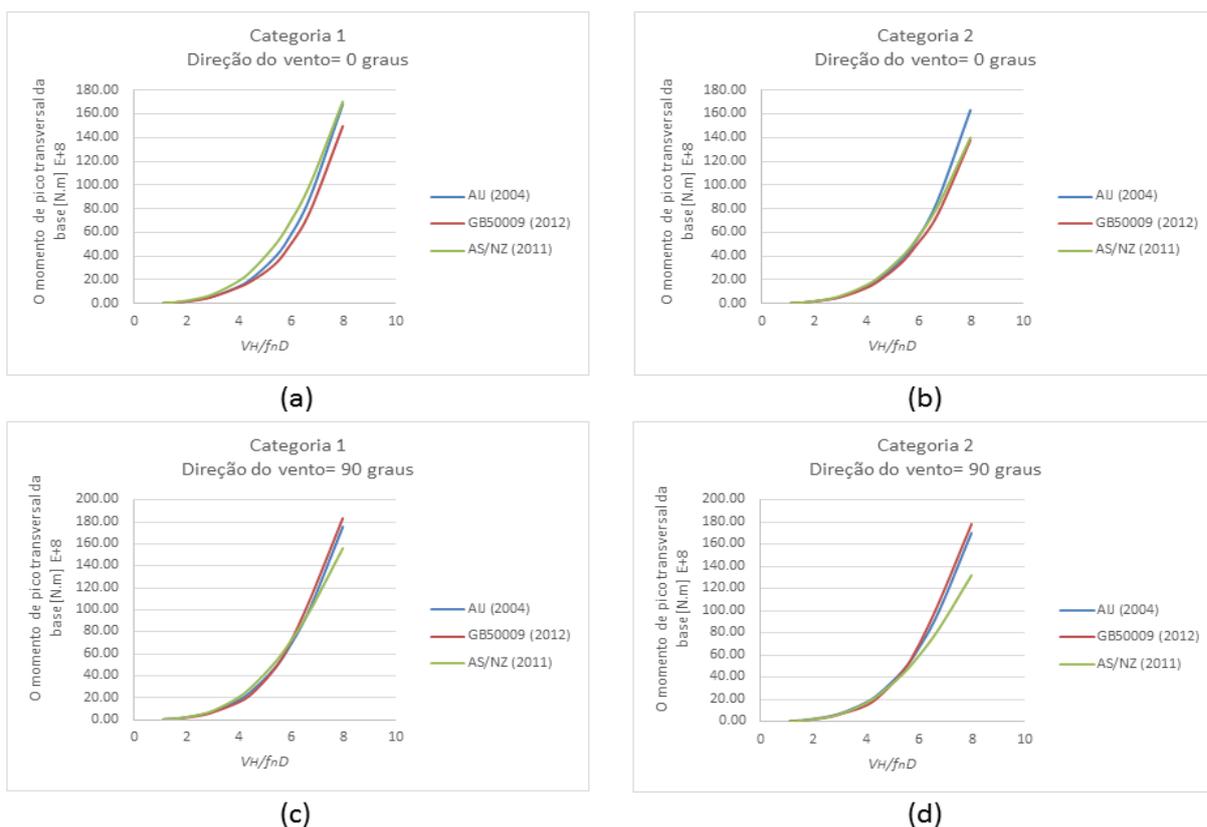


Figura 5.4 – Comparação de momentos máximos transversais do vento na base do edifício pelos métodos normativos de AS/NZ (2011), AIJ (2004) e GB50009 (2012) como função de velocidade reduzida.

Pela Figura 5.4 pode-se observar que para o vento com 0 e 90 graus de incidência, nas categorias de terreno C1 e C2, todas as normas apresentaram resultados de momento máximo muito próximos e quase iguais. A única divergência visual nos gráficos pode ser observado para o vento com 90 graus de incidência, na categoria de terreno C2 (Fig.5.4 (d)), onde a norma australiana apresenta valores de momento máximo subestimados em relação as duas outras normas.

Em um trabalho correlato desenvolvido pelo Bengi (2011) foram obtidos resultados experimentais para um modelo retangular de tamanho 15x20x50 cm, equivalente a um edifício de 60x80x200 m para uma escala de 1/400, usando o método do HFBB (High Frequency Base Balance). Esse método consiste na avaliação experimental dos esforços que atuam na base do edifício por meio de uma balança que mede esses esforços. Os resultados experimentais nesse trabalho também foram comparados com os resultados obtidos pelo método analítico de Liang et al. (2002) e pelos dois métodos normativos da China (GB50009-2012) e do Japão (AIJ-2004). Esses resultados estão mostrados na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Tabela dos valores dos momentos transverisais RMS da base para as categorias de terreno C2 e C5 e ângulo de incidência de vento de 0 graus obtidos pelos métodos diferentes.

Categoria de terreno	$M'_{Lt}[N.m]E + 08$			
	AIJ(2004)	GB50009(2012)	Liang et al.(2002)	HFBB
C2	4.67	6.24	4.86	4.64
C5	2.4	—	2.78	2.76

Pela tabela pode-se observar que os resultados obtidos pela essa técnica também são compatíveis com os resultados normativos e o método analítico de Liang et al. (2002).

6 Considerações Finais

6.1 Conclusões

Este trabalho avalia os procedimentos teóricos e normativos que estimam as respostas transversais de edifícios altos prismáticos sob a ação do vento. O objetivo era fazer a elaboração de um estudo comparativo entre os resultados de um método analítico (método matemático sugerido pelo Liang et al. (2002)) e três procedimentos normativos (AS/NZ (2011), AIJ (2004) e GB50009 (2012)), com os obtidos de ensaios com modelos padrões de edifícios altos em túnel de vento disponíveis na literatura.

Durante essa análise foi observado que em relação a facilidade de obter os resultados, todos os métodos apresentaram uma boa facilidade para obter os parâmetros e as respostas transversais do vento. A única dificuldade observada foi a obtenção dos espectros de força para usar na formulação da norma chinesa (GB50009-2012) e da norma australiana (AS/NZ-2011), que para isso, tem que ser usados as tabelas e os gráficos apresentados por cada norma, na qual pode ocorrer algumas incertezas na hora de escolher os parâmetros.

Também foi observado que entre os quatro métodos, as normas AIJ-2004 e GB50009-2012 foram as normas mais completas em termos dos parâmetros apresentados para o cálculo das respostas, onde para o método analítico de Liang et al.(2002) faltou a apresentação de um fator de pico para calcular as respostas máximas, e na norma AS/NZ faltou a apresentação de uma formulação para o cálculo do coeficiente RMS da força e do momento para calcular as respostas RMS transversais ao vento.

Em geral os resultados apresentados nesse trabalho indicam que o método analítico e os três métodos normativos podem fornecer resultados semelhantes para um edifício simples e plano, situado em um ambiente livre de obstáculos e em diferentes categorias de terreno. Assim, podemos concluir que esses métodos podem ser aplicados para prever as respostas transversais do vento para edifícios com as mesmas condições deste estudo. Como conclusões mais específicas com base nos resultados obtidos podemos dizer que:

O vento pode causar cargas transversais de grande magnitude (centenas de toneladas) nos edifícios altos retangulares.

Pelos resultados das forças RMS pode-se observar que os resultados obtidos pelas normas japonesas e chinesas apresentam valores muito próximos aos resultados expe-

rimentais para o vento com 0 graus de incidência, mas para o vento com 90 graus de incidência a norma chinesa e o método analítico de Liang et al. (2002) resultaram em valores mais próximos aos resultados experimentais. Como todos desses métodos são teóricos, é critério do projetista escolher o método para fazer o pré-dimensionamento do projeto. Lembrando que como todos desses métodos apresentam respostas estimativas e não exatas das cargas do vento, nenhum desses métodos, mesmo que dêem valores próximos aos valores experimentais, são confiáveis para o cálculo final do projeto, mas são confiáveis para o cálculo de pré-projeto e podem ser usados para o estudo de viabilidade do projeto e até para verificação dos resultados obtidos pelos experimentos realizados em túnel de vento. Assim para resultados mais confiáveis, a simulação de túnel de vento é altamente recomendada, na qual o custo de realização dos experimentos é desprezível em relação ao custo de construção de um edifício alto.

Pelos resultados dos momentos RMS de base também pode-se observar que para o caso do vento com 0 graus de incidência os resultados da norma chinesa deram valores muito próximos aos resultados experimentais, e para o caso do vento com 90 graus de incidência os resultados das normas chinesas e japonesas ficaram muito próximos aos resultados experimentais. Nesses resultados, o método mais divergente em relação aos resultados experimentais foi o método analítico de Liang et al. (2002).

Pelos resultados das forças máximas e dos momentos máximos pode-se observar que para as duas categorias e os dois ângulos de incidência do vento, em geral, as forças e momentos máximos obtidos pelos três métodos normativos são muito próximos. De novo é critério do projetista escolher o método que vai adotar para o pré-dimensionamento do seu projeto.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Vale lembrar que todas as análises nesse trabalho foram feitas para as respostas RMS e as máximas prováveis em termos de momento fletor e força cisalhante na base de edifícios prismáticos, considerando apenas o primeiro modo de vibração de flexão nas duas direções. A partir disso, propõe-se as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

Abordar resultados em termos de acelerações, sendo esta resposta fundamental para uma análise em estado limite de serviço, principalmente quando se diz respeito ao conforto do usuário.

Fazendo a mesma análise feita nessa pesquisa, porém mudando as características da estrutura e do ambiente ao redor da estrutura, como mudança de seção, variação na massa ao longo do comprimento e análise dos efeitos de vizinhança.

Fazendo a mesma análise feita nessa pesquisa, porém mudando os ângulos de incidência do vento e o modo de vibração de flexão do edifício.

Analisar outras respostas dinâmicas como as torcionais obtidas por procedimentos normativos e comparar com dados extraídos de ensaios experimentais em túnel de vento, validando sua aplicação.

Referências

- AIJ. Architectural institute of japan.recommendations for loads on buildings. 2004.
- AS/NZ. Joint technical committee. as/nzs 1170.2:2011 structural design actions - part 2: Wind actions. australian/new zealand standard (as/nzs): Joint technical committee bd-006, australia/new zealand. 2011.
- BENGI, K. Dissertation of Master Degree, *Investigation of wind effects on tall buildings through wind tunnel testing*. 2011.
- BLESSMAN, J. *Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento*. 2. ed. [S.l.]: Editora da UFRGS, 2005.
- BLESSMAN, J. *O Vento na Engenharia Estrutural*. 2. ed. [S.l.]: Editora da UFRGS, 2013.
- BRONZATTO, A. F. L. *Esforços de vento em estruturas esbeltas para telecomunicações: Comparação entre as análises estática e dinâmica propostas pela NBR 6123:1988*. Dissertação (Monografia (Bacharel em Engenharia Civil)) — Escola de Engenharia de Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.
- CEB. Comité euro-international du béton.vibration problems in structures. *Bulletin de Information n° 209*, 1991.
- CHENG C.M.; LU, P.; TSAI, M. Across wind aerodynamic damping of isolated square-shaped buildings. *J. Wind Eng Ind Aerodyn*, v. 90, p. 1743–1756, 01 2002.
- GRALA, P. *Estudo das Metodologias para o Cálculo da Resposta de Estruturas Cilíndrico Circulares Frente ao Fenômeno de Desprendimento de Vórtices: Proposta Atualizada para a NBR- 6123*. Dissertação (Dissertação (mestrado)) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Pós-Graduação em Engenharia Civil, 03 2016.
- GU, M.; QUAN, Y. Across-wind loads of typical tall buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 92, n. 13, p. 1147–1165, NOV 2004.
- GU, M.; QUAN, Y. Across-wind loads and effects of super-tall buildings and structures. *Science China Technological Sciences*, v. 54, n. 10, p. 2531, Aug 2011. ISSN 1862-281X. Disponível em: <<https://doi.org/10.1007/s11431-011-4543-5>>.
- JIN, X.; GE, Y.; CAO, S. Chinese country report 2012 - revision of wind loading code and wind tunnel test guidelines. *Proceedings of APEC-WW2012 Workshop*, 11 2012.
- KAREEM, A. *Wind Excited Motion of Buildings*. Tese (Dissertation of Doctoral Degree) — Fort Collin, Colorad: Colorado State University, 1978.

- KAREEM, A. Model for predicting the acrosswind response of buildings. *Engineering Structures*, 1984.
- KAREEM, A. A sensitive 6-component high-frequency-range balance for building aerodynamics. *Phys. E. Sci. Instrum.*, v. 116, p. 390–393, 1992.
- KATAGIRI J.; MARUKAWA, H.; NAKAMURA O.; KATSUMURA, A. Evaluation of wind responses of a building gained from wind tunnel tests. *Proceedings of the Ninth International Conference on Wind Engineering, New Delhi, India*, p. 1408–1419, 1995.
- KWOK, K. Cross-wind response of tall buildings. *Engineering Structures - ENG STRUCT*, v. 4, p. 256–262, 10 1982.
- KWOK, K. C. S. Wind-induced vibrations of structures: With special reference to tall building aerodynamics. *Advanced Structural Wind Engineering*, p. 121–155, 04 2013.
- KWOK K.C.S.; MELBOURNE, W. cross wind response of structure due to displacement dependent lock-in excitation. *proceedings of the 5th Int. Conf. on Wind Eng. (Fort Collins, USA)*, v. 1, p. 458–472, 1979.
- KWON, D. K.; KAREEM, A. Comparative study of major international wind codes and standards for wind effects on tall buildings. *Engineering Structures*, v. 51, p. 23–35, 06 2013.
- LAVÔR, T. Comunicação pessoal. 2018.
- LAVÔR, T. F. A. *Análise dinâmica do modelo padrão de edifício alto sob a ação do vento*. Dissertação (Dissertação (mestrado)) — Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 11 2017.
- LIANG S.; LIU, S.; LI Q.; ZHANG, L.; GU, M. Mathematical model of acrosswind dynamic loads on rectangular tall buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 90, p. 1757–1770, 12 2002.
- MARUKAWA H.; OHKUMA, T.; MOMOMURA, Y. Across-wind and torsional acceleration of prismatic high buildings. *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.*, p. 1139–1150, 1992.
- MELBOURNE, W. H. Comparison of measurements on the caarc standard tall building model in simulated wind flows. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Volume 6, p. 73–88, 1980.
- MENDIS P.; NGO, T.; HARITOS N.; HIRA, A.; SAMALI B.; CHEUNG, J. Wind loading on tall buildings. *Electronic Journal of Structural Engineering*, Volume 7, p. 41–54, 01 2007.
- PATIDAR B.; PATIL, A. R.; THIELE, K.; MANDA, S. Across-wind loading for structures: An overview. *7th National Conference on Wind Engineering*, 11 2014.
- QUAN, Y.; GU, M. Across-wind equivalent static wind loads and responses of super-high-rise buildings. *Advances in Structural Engineering*, v. 15, n. 12, p. 2145–2155, 2012.

SARTORI, F. C. *Uma comparação de métodos para avaliar a resposta dinâmica de edifícios altos em túnel de vento*. Dissertação (Dissertação (mestrado)) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 10 2010.

SAUNDERS, J.; MELBOURNE, W. Tall rectangular building response to crosswind excitation. *Eaton KJ (ed) Proceedings 4th international conference on wind effects on buildings and structures*, p. 369–380, 1975.

SIMIU E.; SCANLAN, R. Wind effects on structures. *Wiley, New York.*, 1996.

TAMURA Y.; KAWAI, H.; UEMATSU Y.; OKADA, H.; OHKUMA, T. Documents for wind resistant design of buildings in japan. *Workshop on Regional Harmonization of Wind Loading and Wind Environmental*, 03 2015.

VIEIRA, G. S. *Estudo experimental dos esforços solicitantes em um edifício alto devidos à ação do vento considerando a influência de edificações vizinhas*. Tese (Tese (Doutorado)) —Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2016.

ZHOU, Y.; KIJEWski, T.; KAREEM, A. Aerodynamic loads on tall buildings: Interactive database. *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING*, p. 394–404, 03 2003.

APÊNDICE A

Tabelas dos Resultados Obtidos

Tabela .1 – Tabela dos valores das forças transversais RMS do vento para a categoria de terreno C1 e ângulo de incidência de vento de 0 graus obtidos pelos métodos diferentes.

$V_H/f_n D$	Liang et. al (2002)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)	Exper. (Lavôr, 2018)
	$F'_{Lt}[N]E + 06$	$F'_{Lt}[N]E + 06$	$F'_{Lt}[N]E + 06$	$F'_{Lt}[N]E + 06$
1,1185661	0,13	0,17	0,19	0,20
1,678338461	0,30	0,39	0,44	0,46
2,517997003	0,67	0,88	0,98	1,04
3,077769365	1,01	1,31	1,47	1,55
3,917427907	1,63	2,12	2,38	2,51
4,477200268	2,13	2,77	3,11	3,27
5,31685881	3,01	3,91	4,39	4,62
5,876631172	3,67	4,77	5,36	5,64
6,716289714	4,80	6,23	7,00	7,37
7,975777527	6,76	8,79	9,88	10,39

Tabela .2 – Tabela dos valores das forças transversais RMS do vento para a categoria de terreno C2 e ângulo de incidência de vento de 0 graus obtidos pelos métodos diferentes.

$V_H/f_n D$	Liang et. al (2002)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)	Exper. (Lavôr, 2018)
	$F'_{Lt}[N]E + 06$	$F'_{Lt}[N]E + 06$	$F'_{Lt}[N]E + 06$	$F'_{Lt}[N]E + 06$
1,1185661	0,12	0,16	0,16	0,20
1,678338461	0,27	0,36	0,37	0,46
2,517997003	0,62	0,81	0,83	1,04
3,077769365	0,92	1,21	1,24	1,55
3,917427907	1,49	1,96	2,01	2,51
4,477200268	1,95	2,56	2,63	3,27
5,31685881	2,75	3,61	3,71	4,62
5,876631172	3,36	4,41	4,53	5,64
6,716289714	4,39	5,75	5,92	7,37
7,975777527	6,19	8,11	8,35	10,39

Tabela .3 – Tabela dos valores das forças transversais RMS do vento para a categoria de terreno C1 e ângulo de incidência de vento de 90 graus obtidos pelos métodos diferentes.

$V_H/f_n D$	Liang et. al (2002)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)	Exper. (Lavôr, 2018)
	$F'_{Lt}[N]E + 06$	$F'_{Lt}[N]E + 06$	$F'_{Lt}[N]E + 06$	$F'_{Lt}[N]E + 06$
1,1185661	0,17	0,19	0,16	0,14
1,678338461	0,39	0,44	0,37	0,33
2,517997003	0,88	0,98	0,82	0,73
3,077769365	1,31	1,47	1,23	1,10
3,917427907	2,13	2,38	1,99	1,78
4,477200268	2,78	3,11	2,60	2,32
5,31685881	3,92	4,39	3,67	3,27
5,876631172	4,79	5,36	4,48	4,00
6,716289714	6,25	7,00	5,86	5,23
7,975777527	8,82	9,87	8,26	7,37

Tabela .4 – Tabela dos valores das forças transversais RMS do vento para a categoria de terreno C2 e ângulo de incidência de vento de 90 graus obtidos pelos métodos diferentes.

$V_H/f_n D$	Liang et. al (2002)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)	Exper. (Lavôr, 2018)
	$F'_{Lt}[N]E + 06$	$F'_{Lt}[N]E + 06$	$F'_{Lt}[N]E + 06$	$F'_{Lt}[N]E + 06$
1,1185661	0,16	0,18	0,14	0,14
1,678338461	0,36	0,40	0,32	0,33
2,517997003	0,80	0,91	0,72	0,73
3,077769365	1,20	1,36	1,07	1,10
3,917427907	1,95	2,20	1,74	1,78
4,477200268	2,54	2,87	2,27	2,32
5,31685881	3,59	4,05	3,20	3,27
5,876631172	4,38	4,95	3,91	4,00
6,716289714	5,72	6,46	5,11	5,23
7,975777527	8,07	9,11	7,21	7,37

Tabela .5 – Tabela dos valores dos momentos transversais RMS da base para a categoria de terreno C1 e ângulo de incidência de vento de 0 graus obtidos pelos métodos diferentes.

$V_H/f_n D$	Liang et. al (2002)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)	Exper. (Lavôr, 2018)
	$M'_{Lt}[N.m]E + 08$	$M'_{Lt}[N.m]E + 08$	$M'_{Lt}[N.m]E + 08$	$M'_{Lt}[N.m]E + 08$
1,1185661	0,13	0,13	0,20	0,16
1,678338461	0,30	0,28	0,44	0,36
2,517997003	0,67	0,64	1,00	0,81
3,077769365	1,00	0,96	1,49	1,21
3,917427907	1,62	1,55	2,41	1,95
4,477200268	2,12	2,03	3,15	2,55
5,31685881	2,99	2,86	4,44	3,60
5,876631172	3,65	3,49	5,43	4,40
6,716289714	4,77	4,56	7,09	5,75
7,975777527	6,72	6,43	10,00	8,10

Tabela .6 – Tabela dos valores dos momentos transversais RMS da base para a categoria de terreno C2 e ângulo de incidência de vento de 0 graus obtidos pelos métodos diferentes.

$V_H/f_n D$	Liang et. al (2002)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)	Exper. (Lavôr, 2018)
	$M'_{Lt}[N.m]E + 08$	$M'_{Lt}[N.m]E + 08$	$M'_{Lt}[N.m]E + 08$	$M'_{Lt}[N.m]E + 08$
1,1185661	0,13	0,13	0,17	0,16
1,678338461	0,28	0,28	0,38	0,36
2,517997003	0,64	0,64	0,86	0,81
3,077769365	0,95	0,96	1,29	1,21
3,917427907	1,54	1,55	2,08	1,95
4,477200268	2,02	2,03	2,72	2,55
5,31685881	2,84	2,86	3,84	3,60
5,876631172	3,48	3,49	4,69	4,40
6,716289714	4,54	4,56	6,12	5,75
7,975777527	6,40	6,43	8,63	8,10

Tabela .7 – Tabela dos valores dos momentos transversais RMS da base para a categoria de terreno C1 e ângulo de incidência de vento de 90 graus obtidos pelos métodos diferentes.

$V_H/f_n D$	Liang et. al (2002)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)	Exper. (Lavôr, 2018)
	$M'_{Lt}[N.m]E + 08$	$M'_{Lt}[N.m]E + 08$	$M'_{Lt}[N.m]E + 08$	$M'_{Lt}[N.m]E + 08$
1,1185661	0,17	0,14	0,16	0,13
1,678338461	0,39	0,32	0,37	0,29
2,517997003	0,87	0,72	0,83	0,65
3,077769365	1,30	1,07	1,24	0,97
3,917427907	2,11	1,74	2,02	1,57
4,477200268	2,76	2,27	2,63	2,05
5,31685881	3,89	3,21	3,71	2,89
5,876631172	4,76	3,92	4,54	3,53
6,716289714	6,21	5,12	5,93	4,61
7,975777527	8,76	7,22	8,36	6,51

Tabela .8 – Tabela dos valores dos momentos transversais RMS da base para a categoria de terreno C2 e ângulo de incidência de vento de 90 graus obtidos pelos métodos diferentes.

$V_H/f_n D$	Liang et. al (2002)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)	Exper. (Lavôr, 2018)
	$M'_{Lt}[N.m]E + 08$	$M'_{Lt}[N.m]E + 08$	$M'_{Lt}[N.m]E + 08$	$M'_{Lt}[N.m]E + 08$
1,1185661	0,16	0,14	0,15	0,13
1,678338461	0,37	0,32	0,33	0,29
2,517997003	0,83	0,72	0,74	0,65
3,077769365	1,24	1,07	1,11	0,97
3,917427907	2,01	1,74	1,80	1,57
4,477200268	2,63	2,27	2,35	2,05
5,31685881	3,71	3,21	3,31	2,89
5,876631172	4,53	3,92	4,04	3,53
6,716289714	5,92	5,12	5,28	4,61
7,975777527	8,34	7,22	7,45	6,51

Tabela .9 – Tabela dos valores das forças transversais máximas do vento para a categoria de terreno C1 e ângulo de incidência de vento de 0 graus obtidos pelos métodos diferentes.

$V_H/f_n D$	AS/NZ (2011)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)
	$F_{Lt}[N]E + 06$	$F_{Lt}[N]E + 06$	$F_{Lt}[N]E + 06$
1,1185661	0,42	0,37	0,49
1,678338461	1,20	0,99	1,09
2,517997003	3,75	2,90	3,26
3,077769365	6,81	5,17	6,23
3,917427907	14,37	10,82	12,91
4,477200268	21,92	16,67	18,69
5,31685881	37,98	30,02	31,59
5,876631172	52,32	43,06	46,24
6,716289714	79,89	71,05	76,49
7,975777527	135,79	133,91	147,94

Tabela .10 – Tabela dos valores das forças transversais máximas do vento para a categoria de terreno C2 e ângulo de incidência de vento de 0 graus obtidos pelos métodos diferentes.

$V_H/f_n D$	AS/NZ (2011)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)
	$F_{Lt}[N]E + 06$	$F_{Lt}[N]E + 06$	$F_{Lt}[N]E + 06$
1,1185661	0,35	0,35	0,41
1,678338461	1,00	0,94	1,13
2,517997003	3,08	2,78	3,25
3,077769365	5,57	4,95	5,71
3,917427907	11,66	10,35	12,01
4,477200268	17,75	15,95	18,59
5,31685881	30,70	28,71	32,88
5,876631172	42,30	41,19	46,92
6,716289714	64,75	67,96	72,47
7,975777527	110,79	128,08	133,47

Tabela .11 – Tabela dos valores das forças transversais máximas do vento para a categoria de terreno C1 e ângulo de incidência de vento de 90 graus obtidos pelos métodos diferentes.

$V_H/f_n D$	AS/NZ (2011)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)
	$F_{Lt}[N]E + 06$	$F_{Lt}[N]E + 06$	$F_{Lt}[N]E + 06$
1,1185661	0,35	0,44	0,41
1,678338461	1,11	1,19	1,16
2,517997003	3,80	3,60	3,77
3,077769365	7,16	6,46	7,31
3,917427907	15,50	13,49	15,01
4,477200268	23,67	20,63	23,00
5,31685881	40,23	36,37	44,18
5,876631172	54,14	51,06	65,40
6,716289714	79,04	80,51	107,87
7,975777527	124,30	139,66	181,18

Tabela .12 – Tabela dos valores das forças transversais máximas do vento para a categoria de terreno C2 e ângulo de incidência de vento de 90 graus obtidos pelos métodos diferentes.

$V_H/f_n D$	AS/NZ (2011)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)
	$F_{Lt}[N]E + 06$	$F_{Lt}[N]E + 06$	$F_{Lt}[N]E + 06$
1,1185661	0,30	0,42	0,35
1,678338461	0,91	1,14	1,05
2,517997003	3,08	3,45	3,50
3,077769365	5,80	6,18	6,87
3,917427907	12,53	12,90	13,22
4,477200268	19,18	19,74	21,77
5,31685881	32,82	34,79	41,94
5,876631172	44,43	48,84	62,16
6,716289714	65,49	77,01	102,61
7,975777527	104,38	133,58	172,43

Tabela .13 – Tabela dos valores dos momentos transversais máximos da base para a categoria de terreno C1 e ângulo de incidência de vento de 0 graus obtidos pelos métodos diferentes.

$V_H/f_n D$	AS/NZ (2011)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)
	$M_{Lt}[N.m]E + 08$	$M_{Lt}[N.m]E + 08$	$M_{Lt}[N.m]E + 08$
1,1185661	0,52	0,47	0,49
1,678338461	1,50	1,24	1,11
2,517997003	4,70	3,65	3,30
3,077769365	8,55	6,50	6,31
3,917427907	18,03	13,60	13,07
4,477200268	27,52	20,96	18,92
5,31685881	47,68	37,74	31,98
5,876631172	65,67	54,14	46,81
6,716289714	100,28	89,33	77,44
7,975777527	170,44	168,36	149,77

Tabela .14 – Tabela dos valores dos momentos transversais máximos da base para a categoria de terreno C2 e ângulo de incidência de vento de 0 graus obtidos pelos métodos diferentes.

$V_H/f_n D$	AS/NZ (2011)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)
	$M_{Lt}[N.m]E + 08$	$M_{Lt}[N.m]E + 08$	$M_{Lt}[N.m]E + 08$
1,1185661	0,45	0,45	0,42
1,678338461	1,26	1,20	1,17
2,517997003	3,90	3,54	3,36
3,077769365	7,04	6,31	5,90
3,917427907	14,74	13,19	12,42
4,477200268	22,44	20,33	19,22
5,31685881	38,82	36,60	33,99
5,876631172	53,49	52,50	48,50
6,716289714	81,87	86,62	74,90
7,975777527	140,08	163,26	137,97

Tabela .15 – Tabela dos valores dos momentos transversais máximos da base para a categoria de terreno C1 e ângulo de incidência de vento de 90 graus obtidos pelos métodos diferentes.

$V_H/f_n D$	AS/NZ (2011)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)
	$M_{Lt}[N.m]E + 08$	$M_{Lt}[N.m]E + 08$	$M_{Lt}[N.m]E + 08$
1,1185661	0,45	0,55	0,41
1,678338461	1,39	1,50	1,17
2,517997003	4,76	4,53	3,81
3,077769365	8,99	8,12	7,40
3,917427907	19,45	16,96	15,20
4,477200268	29,70	25,94	23,28
5,31685881	50,49	45,73	44,72
5,876631172	67,96	64,19	66,21
6,716289714	99,21	101,23	109,20
7,975777527	156,03	175,59	183,42

Tabela .16 – Tabela dos valores dos momentos transversais máximos da base para a categoria de terreno C2 e ângulo de incidência de vento de 90 graus obtidos pelos métodos diferentes.

$V_H/f_n D$	AS/NZ (2011)	AIJ (2004)	GB50009 (2012)
	$M_{Lt}[N.m]E + 08$	$M_{Lt}[N.m]E + 08$	$M_{Lt}[N.m]E + 08$
1,1185661	0,37	0,53	0,37
1,678338461	1,15	1,46	1,08
2,517997003	3,90	4,39	3,62
3,077769365	7,33	7,88	7,10
3,917427907	15,84	16,44	13,67
4,477200268	24,25	25,16	22,50
5,31685881	41,50	44,34	43,35
5,876631172	56,18	62,25	64,25
6,716289714	82,80	98,16	106,07
7,975777527	131,97	170,27	178,23